

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 13. Januar 1939

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayer. Staatsministerium des Innern, von Regierungsbaurat I. Kl. Oexle, München.

In dem Kampfe des deutschen Volkes um Verbesserung seiner Lebensbedingungen müssen alle Schätze und Kräfte, die der deutsche Boden birgt, erschlossen werden, mithin auch das Wasser. Die Anforderungen an den deutschen Wasservorrat werden daher immer mehr angespannt. Um diesen Anforderungen gerecht werden zu können, muß eine planvolle Wasserwirtschaft getrieben werden. Erste Voraussetzung dafür ist, daß diese wertvollen Naturschätze einheitlich bewirtschaftet werden, um den einzelnen Interessengruppen, die das Wasser benutzen wollen, gerecht zu werden.

Die willkürlichen Veränderungen unserer Flüsse, im besonderen der geschiebeführenden Alpenflüsse, bildeten durch ihre stark verästelten Rinnsale eine ständige Gefahr für die Flußtäler und ihre Siedelungen.



Abb. 1. Baustelle der Sohlschwelle bei Iller-km 36,93.

gebauten Flußstrecken rd. 1 Mill. RM aufgewendet. Für Wasserbauten an den nicht öffentlichen Flüssen, deren Herstellung und Unterhaltung dem Staate nicht obliegen, wurden in diesem Jahr 450 000 RM Staatszuschüsse gegeben. Diese ebenfalls von der Staatsbauverwaltung ausgeführten Arbeiten werden außerdem noch finanziert durch Zuschüsse von den Kreisregierungen und den von den Beteiligten aufzubringenden Leistungen.

Die Hochwasserschutzmaßnahmen an der Donau im Straubinger und Pleitinger Becken erforderten im Jahre 1937 rd. 4,2 Mill. RM.

I. Iller.

Im vorjährigen Tätigkeitsbericht²⁾ wurde die Iller in flußbautechnischer Hinsicht eingehend beschrieben.



Abb. 2. Sohlschwelle bei Iller-km 36,93 im Bau.

Dieser ständig drohenden Gefahr Einhalt zu gebieten, wurde schon in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts begonnen, die Flüsse in geregelte Bahnen zu zwingen, durch Schutz der Ufer den Landbesitz zu erhalten und zu vermehren und ihn vor Überschwemmungen, Vermurungen und Versumpfungen zu schützen. Außerdem sollte mit diesen Maßnahmen auch die Schifff- und Floßfahrt gefördert werden. Mit der Korrektur der Flüsse wurde endlich für den in den letzten Jahrzehnten einsetzenden Großwasserkraftausbau unserer Flüsse eine wertvolle Vorarbeit geleistet.

Die folgende Abhandlung befaßt sich im wesentlichen mit dem im Jahre 1937 von der staatlichen Flußbauverwaltung ausgeführten weiteren Ausbau und der Unterhaltung der öffentlichen Flüsse ohne Reichswasserstraßen und der außer den öffentlichen Flüssen der Staatsbauverwaltung unterstehenden Gewässer (z. B. Ammer, Regen, Mangfall, Prien, Alz, Traun, fränkische Saale, Wildbäche im Isar-, Loisach- und Ammergebiet und im Bayerischen Wald). Behandelt sind schließlich noch die im Gange befindlichen Hochwasserdambauten an der Isar und an der Donau im Straubinger und Pleitinger Becken. Gleichartige Tätigkeitsberichte für die Jahre 1934, 1935 und 1936 gingen dieser Abhandlung voraus¹⁾.

Das Land Bayern hat in der Zeit von 1910 bis 1937 mit einem Aufwand von rd. 87 Mill. RM die Korrektur der 1755 km öffentlichen Flüsse (ohne Reichswasserstraßen) soweit durchgeführt, daß am Ende des Jahres 1937 1090 km vollständig ausgebaut und in Unterhaltung übernommen sind, 130 km sind im Ausbau begriffen, 59 km sind noch neu zu korrigieren und 476 km bedürfen voraussichtlich keiner Korrektur.

Im Jahre 1937 wurden für den weiteren Ausbau der öffentlichen Flüsse rd. 1,85 Mill. RM und für die Unterhaltung der in früheren Jahren aus-

in der Flußstrecke zwischen dem Fellheimer und dem Filzinger Wehr (km 39 bis 31), in der infolge des Wasserentzugs für Wasserkraftzwecke die Fließsohle rasch abwittert und die Flußsohle daher eintieft, mußte im verflossenen Jahr bei km 36,93, also rd. 1200 m unterhalb der im Jahre 1936 ausgeführten Sohlenschwelle eine weitere eingebaut werden. Abb. 1 gibt ein anschauliches Bild von der Wasserentzugstrecke mit der verwitterten Fließsohle an der Baustelle. Die neue Schwelle wurde ähnlich wie die im vorigen Jahr gebaute mit Zahnschwelle versehen.

Sie wurde in Beton mit einer Überfallbreite von 58,40 m und einer Überfallhöhe von 1,8 m ausgeführt. Zwischen der Wehrkrone und dem Sturzbett der 1200 m oberhalb liegenden Schwelle beträgt das Gefälle 50 cm = 0,4 ‰. Der Querschnitt des Wehrkörpers ist: oberstromige Neigung 1 : 1,5, unterstromige 1 : 1, Abrundung des Wehrkörpers mit einem Halbmesser von 40 cm (Abb. 2). In der Mitte der Schwelle wurde wieder eine 4,5 m breite, mit Dammbalken verschließbare Öffnung zum Ablassen des Staus eingefügt. Das Sturzbett erhielt eine Länge von 10 m und wird durch eine 40 cm hohe Zahnschwelle abgeschlossen. Zur Erhöhung der Rauigkeit wurden in die Sohle des Sturzbettes Granitsteine eingelassen. Im Interesse der Fischzucht, die durch den Einbau der Schwellen sehr gewinnt, wurde am rechtseitigen Uferanschluß ein Fischpaß (Abb. 3) angeordnet. Die Gründung der Schwelle geschah auf festgelagertem Flinz. Abb. 4 zeigt eine Draufsicht auf die fertige Schwelle. Abb. 5 zeigt die eingestaute Illerstrecke. Im Hintergrund ist die im Vorjahr eingebaute Schwelle erkennbar. Aus Abb. 5 ist zu erkennen, daß das Landschaftsbild durch die eingebauten Schwellen ganz wesentlich gewinnt.

Die Gesamtkosten der Schwelle betragen 36 000 RM. In die Kosten teilen sich das Land Württemberg, das Land Bayern und die Oberschwäbischen Elektrizitätswerke in Biberach zu gleichen Teilen.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 36, 38, 40, 45, 48, 54 u. 55; 1936, Heft 37, 39, 42, 47, 49; 1937, Heft 53.

²⁾ Bautechn. 1937, Heft 53.



Abb. 3. Fischpaß und Zahnschwelle der Sohlschwelle bei Iller-km 36,93.

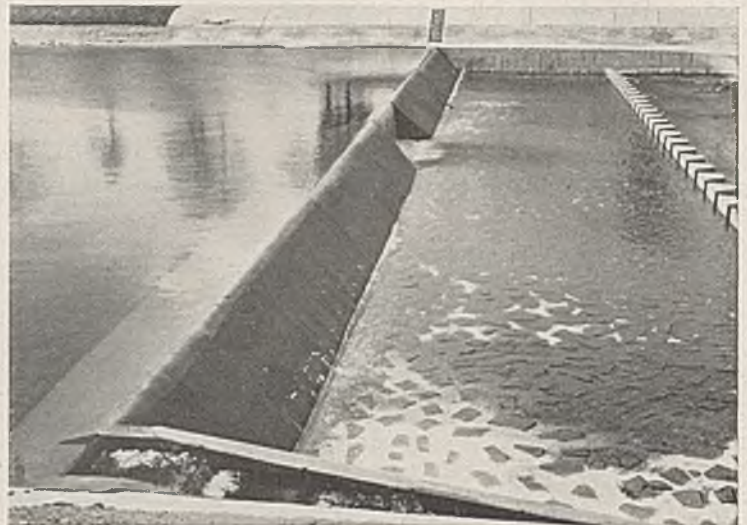


Abb. 4. Sohlschwelle bei Iller-km 36,93. Draufsicht.

Beim Hochwasser 1910 ereignete sich zwischen km 29,8 und 30,3 ein größerer Uferabbruch (Abb. 6) der sich auf den Abfluß sehr ungünstig auswirkte und zu starken Uferangriffen am linken Ufer abwärts führte. Dieser Uferabbruch wurde durch ein Leitwerk, das in der Normallinie des hier in einer Geraden liegenden Flußbettes verlegt wurde, verbaut. Leitwerk und Ufer wurden durch zwei Querbühnen verbunden.

Bühnen mit neu gefertigten Betonspaltsteinen abgepflastert. Der Fuß des Leitwerks wurde durch Vorlagsteine 50/80/150 cm, die an Ort und Stelle in Abständen von 30 cm betoniert wurden und durch einen Steinwurf aus 1-m³-Betonspaltsteinen, die in der Hauptsache aus dem alten Ufer gewonnen wurden, gesichert. Abb. 7 zeigt die Verbauung nach ihrer Fertigstellung.



Abb. 5. Sohlschwelle bei Iller-km 36,93 eingestaut.



Abb. 6. Uferabbruch bei Iller-km 30. Flußaufwärts gesehen.

Das Leitwerk ist 2 m hoch, die Bühnen 1,5 m. Leitwerk und Bühnen wurden in mehreren Faschinenlagen abwechselnd mit Kieslagen aufgebaut. Die flußseitige Böschung des Leitwerks wurde im Verhältnis 1:2 angelegt, die Vorderböschung und Krone des Leitwerks und der

Anschließend an diese Verbauung wurde noch das Ufer aufwärts auf eine Länge von 300 m bis km 30,6 und abwärts auf eine Länge von 600 m bis km 29,2 neu befestigt und überall die Normallinie hergestellt. Hierzu wurden auch hier entlang des Böschungsfußes an



Abb. 7. Uferabbruch bei Iller-km 30. Fertiges Leitwerk.



Abb. 8. Korrektionsbau bei Iller-km 100.

Ort und Stelle Vorlagsteine betoniert, die vorhandene Berollung aus Betonspaltsteinen und Granitsteinen wurde ausgegraben, mit den gewonnenen Steinen unter Zugabe der benötigten neuen Steine (Betonspaltsteine) die Böschung im Verhältnis 1:2 gepflastert und zwischen Vorleger und Böschungsfuß ein Steinwurf mit 1-m³-Betonspaltsteinen eingebracht. Zum Ausgleich der Uferlinie mußten teilweise 2 bis 4-m³-Kies-Hinterfüllung eingebracht werden. Zur Verhinderung einer Abspülung wurde anschließend an das Leitwerk auf etwa 100 m Länge die Hinterfüllung vor Aufbringen des Pflasters durch eine Faschinnenlage gesichert. Oberhalb des Pflasters wurde eine kleine Berme angelegt und die Böschung gerodet und plantiert.

Mit einem Kostenaufwande von 88 000 RM wurden diese Ufersicherungsarbeiten auf 2500 lfdm ausgeführt. Hierbei wurden rund 400 m³ Granitbruchsteine, 1200 m³ Betonspaltsteine, 750 m³ Betonvorlagsteine und 4000 m² Faschinat eingebaut und 9700 Tagesschichten geleistet.

Für die Unterhaltung der Illerstrecke zwischen Kempten und Ulm, die sich im wesentlichen auf kleinere Ergänzungs- und Regulierungsarbeiten an den Uferböschungen und Steinvorfüßen, Wiederherstellung schadhafter Berauhwerrungen, Flußausstattung u. dgl. erstreckte, fielen 70 000 RM Kosten an und wurden 7400 Tagschichten geleistet (Abb. 8).



Abb. 9. Baudurchbruch bei Lech-km 159,6.



Abb 10. Baudurchbruch bei Lech-km 159,6. Einbau der Grundlage.



Abb. 11. Baudurchbruch bei Lech-km 159,6. Einbau der Faschinnenlagen.

2. Lech.

Korrektion Füssen—Deutenhausen.

Der obere Teil dieser Korrektion wurde in früheren Jahren in einer geraden bis schwach gekrümmten Linienführung doppelseitig ausgebaut, das anschließende 3,3 km lange Stück in den Jahren 1927 bis 1934 als Korrektion mit einseitigen Leitwerken ausgeführt. Die starke Eintiefung in der oberen alten Korrektionstrecke bewirkt eine starke Aufschotterung der neuen Korrektionstrecke, so daß der erstrebte Gleichgewichtszustand noch nicht eingetreten ist.

Die im Rahmen der Arbeitsbeschaffungsmaßnahmen der Jahre 1933/1934 rasch vorwärts getriebenen Korrektionbauten sind noch nicht in dem



Abb. 12. Korrektion bei Lech-km 112,6. Gehängebau.

Maße zur Wirkung gelangt, daß die beträchtlichen Kiesablagerungen der vorhergehenden Jahre im unteren Teil der Korrektionstrecke in dem erstrebten Umfange zum Abtrieb gebracht worden wären. Bis zur Erreichung dieses Zieles sind daher im weiteren Verlauf der Korrektionstrecke immer noch besondere Baumaßnahmen zur Führung und Festhaltung des Flußlaufes in der gewünschten Lage erforderlich.

Im Jahre 1937 mußten die nachbezeichneten Baumaßnahmen durchgeführt werden:

Wiederinstandsetzung eines durch das Hochwasser vom 23. und 24. August 1937 verursachten Leitwerkdurchbruches bei km 159,650 rechts (Abb. 9 bis 11);

Verlängerung des rechtsseitigen Leitwerkbaues bei km 158,3 um 120 m; Ausbesserung eines Uferabbruches bei km 158,1 links;

Herstellung von Führunggehängen im Anschluß an Leitwerksbauten und von Querbauten zum Abbremsen der Strömung in Altwasserrinnen, ferner Nachversteinung von Leitwerksbauten in den Eintiefungsstrecken.

Die Kosten dieser Baumaßnahmen betragen 40 100 RM. Hierbei wurden 6175 Tagesschichten geleistet.



Abb. 13. Korrektion bei Lech-km 90,8. Herstellung eines Durchstiches.

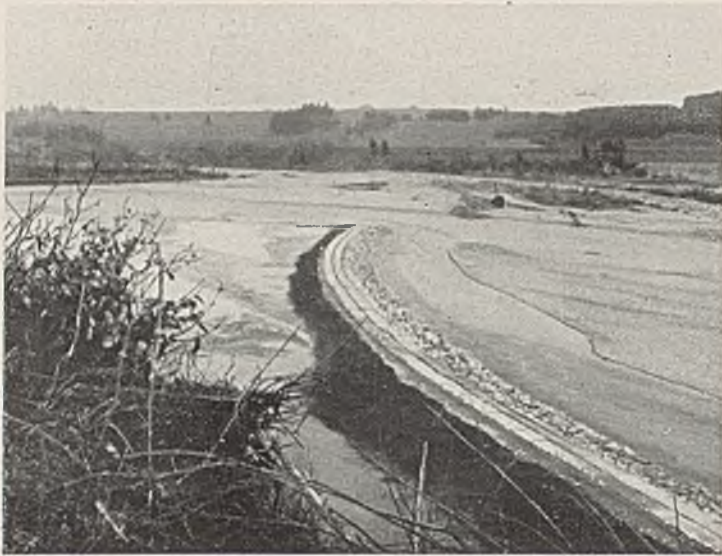


Abb. 14.

Korrektion bei Lech-km 90,8. Längsbau und ausgebaggerter Durchstich.

Korrekturen zwischen Lechbruck und Landsberg.

In der Korrektionsstrecke Lechbruck—Illachmündung und bei Apfeldorf beschränkte sich die Bautätigkeit meist auf Nachversteinen und Beseitigung von kleineren Unregelmäßigkeiten, um die erstrebte und nun erreichte Flußlage festzuhalten. Bei Apfeldorf wurde ein durch Hochwasser zerstörtes Gehänge neu geschlagen (Abb. 12). Die in den letzten Jahren begonnene Korrektion oberhalb Pitzling wurde fortgesetzt. Auf der linken Flußseite wurde der Bau zwischen



Abb. 15.

Korrektion bei Lech-km 95. Herstellung eines Längsbaues.

km 90,710 und 90,990 um 280 m verlängert (Abb. 13 u. 14) und rechts bei km 90,790 ein 88 m langer Einweisbau eingebracht. Der rechte Bau wurde zwischen km 90,220 und 90,360 um 158 m verlängert. Bei Dornstetten wurde auf der linken Flußseite zwischen km 94,800 und 95,225 ein 425 m langer Bau ausgeführt (Abb. 15). Die Kosten für die Ausbauten des Lech zwischen Lechbruck und Landsberg betragen 178 000 RM, wobei rd. 15 000 Tageschichten geleistet wurden. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Vier Jahre Baukontrolle bei der Reichsautobahn.

Von Dipl.-Ing. Curt Buschmann, OBR. Dresden.

Seit vier Jahren überwache ich als Baukontrolleur die Ausführung der Massivbrücken. Während in der ersten Zeit des Baues teils durch Mangel an Erfahrung, teils durch das lebhafteste Bautempo noch Konstruktions- und Ausführungsfehler gemacht wurden, ist jetzt infolge der besseren Bauüberwachung und des unermüdlchen Forschens nach den Ursachen von Mißerfolgen jene Sicherheit im Entwurf und in der Ausführung erreicht worden, die Bauwerke konstruktiv und architektonisch einwandfrei zu gestalten.

Die Aufgabe des Baukontrolleurs ist, neben der allgemeinen Bauüberwachung, die auftretenden konstruktiven Mängel zu beheben und verbesserte Konstruktionen vorzuschlagen und durchzuführen.

Im folgenden sollen die einzelnen Entwicklungsstufen und die Erfahrungen der vierjährigen Bauzeit im Brückenbau kurz gestreift werden. Der Hauptwert ist auf die Beschreibungen, an Hand der Konstruktionszeichnungen, der massiven Über- und Unterführungen der jetzt üblichen Ausführungen gelegt worden.



Abb. 1.

1. Schauseiten der Brücken.

a) Bearbeitung des Betons.

Die Ansichtflächen und die Unteransichten der Randbalken bei Eisenbetonplattenbalken, die Ansichtflächen der Brückentafel bei Eisenbetonplatten und die Ansichtflächen der Eisenbeton-Auflagerbänke mit 300 kg Zement/m³ Beton werden grob gespitzt, so daß etwa 1 bis 2 cm Beton abgearbeitet wird. Im allgemeinen hat sich als Zuschlagstoff ein dunkler Splitt, wie Grünstein oder Basalt, bewährt. Werden z. B. die Widerlager und Flügel mit einem blaugrauen Granit verblendet,



Abb. 2.

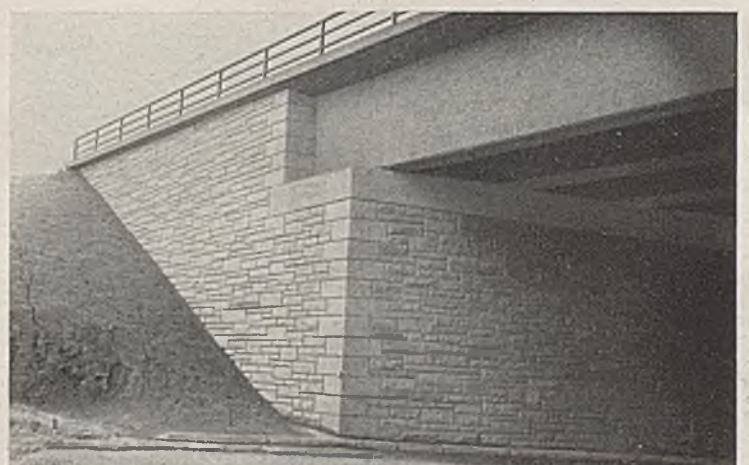


Abb. 3.

so ist es falsch, für den Beton, der sich dem Aussehen des Granits anpassen soll, als Zuschlagstoff einen Splitt vom gleichen Material zuzusetzen.

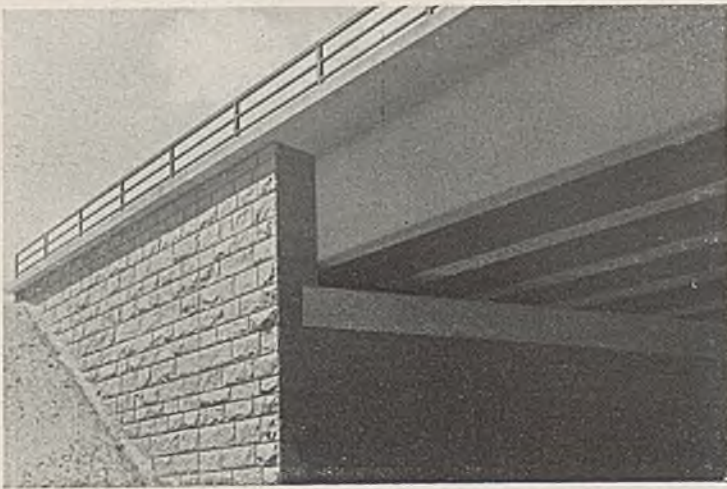


Abb. 4.



Abb. 5.

Dieser Beton würde im Vergleich zur Verblendung zu hell und gleichfarbig erscheinen. Durch einen dunklen Splitt aus Grünstein wird die Ansichtfläche des Betons besser dem Farbton des Natursteines angepaßt. Bei Beton, dessen Ansichtflächen steinmetzmäßig bearbeitet werden, ist es erforderlich, daß die Zuschlagstoffe beim Betonieren gleichmäßig zugesetzt werden. Wenn die Zuschlagstoffe nicht abgewogen zugesetzt werden können, müssen die Fördergefäße auf das erforderliche Maß genau durch Lehren abgezogen werden. Ebenso muß die Steife der einzelnen Betonmischungen immer gleich bleiben. Durch zu nasse, flüssige Mischungen entmischt sich der Beton, und es entstehen an den gespitzten Flächen Flecken, die durch Häufung von Splitt bzw. Sand herrühren. Die Betonierung muß möglichst schnell ausgeführt werden. Zu kleine Mischmaschinen im Verhältnis zur erforderlichen Leistung lassen Arbeitsfugen beim Spitzten im Beton erscheinen, die vorher bei schalungsrauhem Beton noch nicht sichtbar sind.

Die Ansichtflächen der Sims werden mit einem 1,5 bis 2 cm breiten doppelten Scharrierschlag versehen (Abb. 1). Allzu feiner Scharrierschlag im Sims würde zu wenig in Erscheinung treten.

b) Steinverblendung.

Die Widerlager und Flügel werden, von ganz untergeordneten Feldwegbrücken abgesehen, mit Naturstein verblendet. Die Art der Verblendung ist den bodenständigen Verhältnissen angepaßt. So kommen bei uns für die Gegenden des Vogtlandes vorwiegend Grünstein und Schiefer, für die Dresdner Gegend Sandstein, Meißner und Bautzner Granit in Frage.

Im allgemeinen führen wir zwei Arten von Verblendmauerwerk aus, regelmäßiges Schichtenmauerwerk (Abb. 1, 4, 5 u. 6) und unregelmäßiges Schichtenmauerwerk (Abb. 2 u. 3). Bei den Steinverblendungen wird großer Wert darauf gelegt, daß die Steinlängen mindestens das 2,5fache der Höhe betragen. Das Mauerwerk aus Granit, Grünstein, Basalt und Syenit ist Bossenmauerwerk mit bruchrauhem Ansichtflächen. Die Ecken

erhalten einen Prellschlag (Abb. 4) oder werden gespitzt (Abb. 1, 2 u. 3). Bei gespitzten Ecksteinen werden spitze Winkel an der Ecke abgerundet (Abb. 2). Das Mauerwerk aus Sandstein wird fein gespitzt (Abb. 5 u. 10). Das regelmäßige Schichtenmauerwerk wird im Bruch nach Schichthöhen von 25 bis 35 cm Höhe zugearbeitet. Bei unregelmäßigem Schichtenmauerwerk (Abb. 2 u. 3) werden nur die Ecksteine im Bruch hergestellt. Das übrige Mauerwerk wird auf der Baustelle vom Brückenunternehmer aus großen Blöcken zugearbeitet. Dieses Mauerwerk kann bei uns nur in der Lausitzer Gegend hergestellt werden, da dort die Steinindustrie zu Hause ist und der Brückenunternehmer die Maurer zur Verfügung hat, die diese Steine zuarbeiten können.

Die 1,20 m dicken Mittelpfeiler der Überführungen sind an den Köpfen abgerundet, die Rundungen sind gespitzt (Abb. 6).

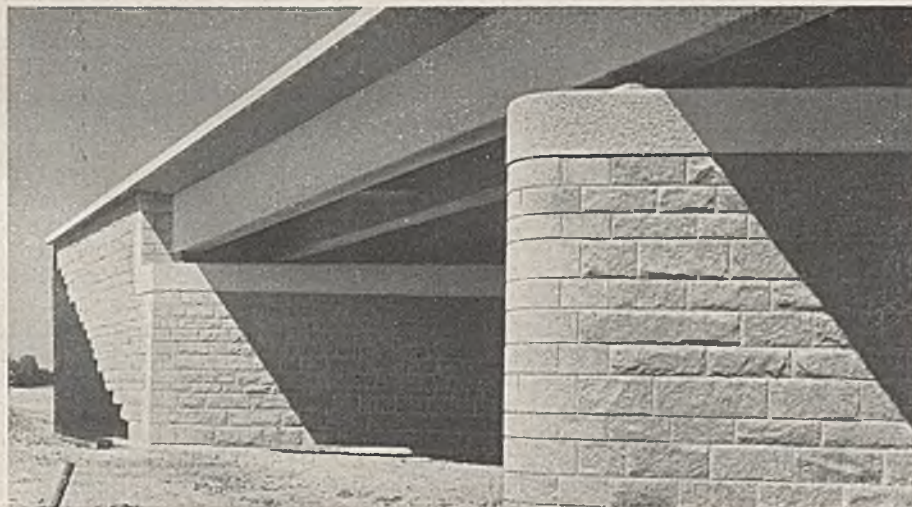


Abb. 6.

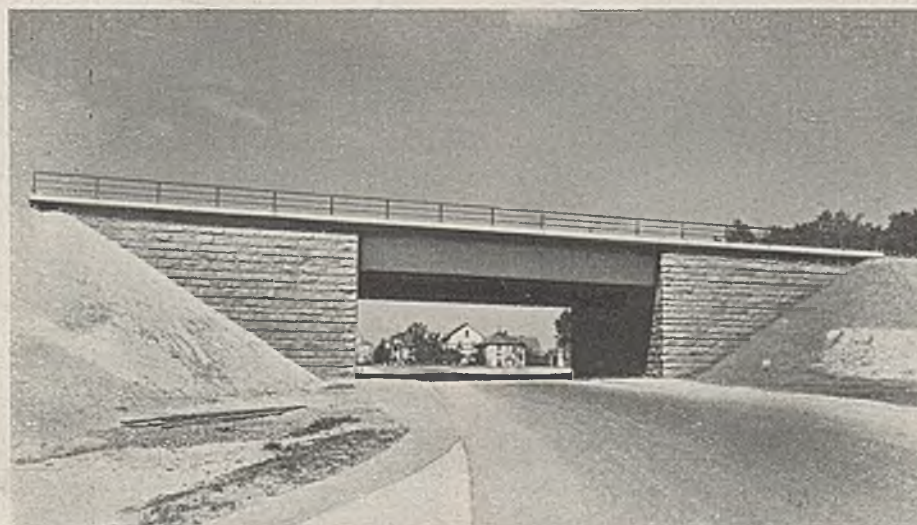


Abb. 7.

c) Gesamtgestaltung der Brücken.

Bei den kleineren Brücken bis zu 10 m Stützweite sind die Auflagerbänke in der Ansicht sichtbar (Abb. 1 u. 3). Bei

Brücken mit größerer Stützweite sind die Lager meistens durch Schürzen verdeckt (Abb. 4 u. 7). Abb. 5 zeigt eine Brücke mit elsernem Überbau und verblendeter Auflagerbank aus Sandstein, desgl. Abb. 8. Bei Abb. 5 ist die Fuge zwischen Widerlager und Flügel durch Vorsetzen der Auflagerbank unsichtbar. Bei Abb. 8 u. 9 ist versucht worden, diese Fuge durch Verzahnung der Verblendung zu verdecken. Die Flügelmauer hat sich nach hinten gesetzt. Die Steine sind gesprungen. Diese Anordnung hat sich, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, nicht bewährt. Im allgemeinen ist die Fuge zwischen Widerlager und Flügel auch in der Verblendung sichtbar durchgeführt worden (Abb. 1, 4 und 7).

Die Anordnung der Schürze mit verdeckter Auflagerbank ist zu empfehlen, da die Lager dadurch nicht sichtbar sind (Abb. 4). Vor allem bei Überführungen mit Mittelpfeiler ist diese Ausführung zu empfehlen, da dort die Auflagerbänke infolge der

verschiedenen Höhe der Rollenlager auf den Widerlagern und der Festlager auf dem Pfeiler verschieden hoch liegen.

Die Überführungen werden als Zweifelderbrücken mit beweglichen Lagern auf den Widerlagern und mit Festlager auf dem Mittelpfeiler ausgeführt.

Zur besonderen Betonung der mit Naturstein verblendeten Flügelmauern und zur guten Einfügung in den Damm sind die Böschungen bei Überführungen im Verhältnis 1:2 abgeböschst, bei Unterführungen an Auffahrtstellen und größeren Verkehrsstraßen 1:1,7, sonst 1:1,5. Alle Flügelmauern werden im Gegensatz zu früher nur noch als Parallelfügel ausgebildet, da diese



Abb. 8.



Abb. 9.

ein besseres architektonisches Bild der Brückenansichten ergeben. Die Ausbildung der Geländer für die Überführungen ist aus Abb. 10 u. 11 und für die Unterführungen aus Abb. 3, 4 u. 7 ersichtlich.

2. Konstruktive Ausbildung der Brücken.

a) Fundamente.

Die Fundamente der Widerlager und Flügel sind Stampfbetonfundamente mit Traßzement. Bei trockenem Baugrunde werden sie mit 125 kg Zement, bei Grundwasser mit 150 kg Zement je m^3 Beton hergestellt. Die erforderliche Festigkeit $W_{b28} = 60 \text{ kg/cm}^2$ bzw. 85 kg/cm^2 . Bei aggressivem Wasser wird ein Betonmantel von 30 cm Dicke wasserdichten Betons mit 300 kg Zement je m^3 Beton (plastische Mischung) vorgesehen. Der wasserdichte Beton muß zu gleicher Zeit mit dem Fundamentbeton in Schichten hochgeführt werden, damit eine innige Verbindung gewährleistet wird. Der wasserdichte Beton hat einen Sandgehalt (0 bis 7 mm) von etwa 55 bis 60%.

b) Widerlager und Flügel.

Der aufgehende Beton der Widerlager und Flügel ist Stampfbeton mit 170 kg Zement je m^3 Beton. Die erforderliche Festigkeit $W_{b28} = 100 \text{ kg/cm}^2$. Bei wirtschaftlicher Ausbildung der Flügelmauern ist meistens die Rückenfläche durch die Verringerung des Querschnittes gebrochen (Abb. 14). Bei den Widerlagern liegt dieser Brechpunkt meistens in Höhe der Auflagerbankunterkante (Abb. 12 u. 15). An den Brechpunkten der Rückenflächen wird ein Absatz von 20 cm vorgesehen. Dieser Absatz ist erforderlich, um ein Abrutschen der Isolierungsschutzschicht zu verhindern.

In den Gegenden, wo genügend Bruchsteinmaurer vorhanden sind, werden die Widerlager und Flügel aus Bruchstein gemauert. Das Bruchsteinmauerwerk ist bei uns etwa 10 bis 20% billiger als Stampfbeton.

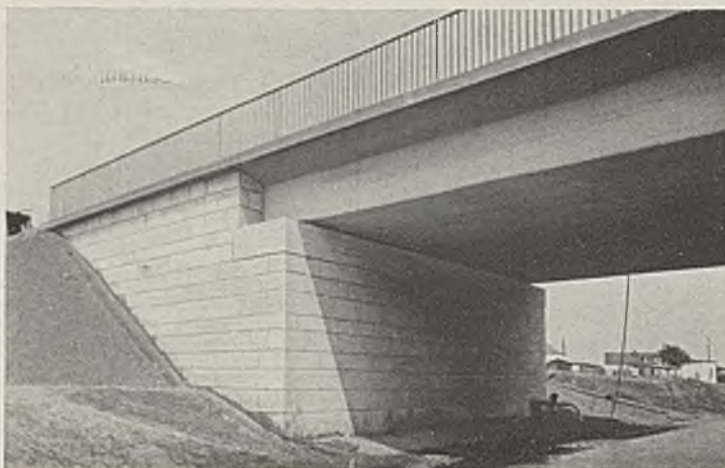


Abb. 10.



Abb. 11.

c) Auflagerbänke.

Die Auflagerbänke sind aus Eisenbeton. Sie werden, soweit sie nicht ausnahmsweise mit Naturstein verblendet werden, an den Ansichtstellen 1,5 cm vorgeschalt und grob gespitzt.

d) Tragkonstruktion.

Die Brückentafel wurde früher bei fast allen Über- und Unterführungen als Betondecke mit eisernen Trägern ausgeführt. Bei Balken auf zwei Stützen wurden Normalprofilträger und bei Brücken mit zwei Feldern (Überführungen) wurden geschweißte Profile mit erhöhtem Stegblech über dem Mittelpfeiler verwendet, die gegenüber Normalprofilen wirtschaftlicher sind. Diese Trägertafeln haben verschiedene Vorteile. Sie haben im Verhältnis zur Eisenbetonplatte und zum Plattenbalken eine geringere Bauhöhe. Die Brückenrampen sind dadurch niedriger. Die Ausführung erfordert geringere Sachkenntnis des Unternehmers. Die Bauzeit ist kürzer. Die Bauüberwachung bei der Ausführung und die statische Berechnung erfordern weniger Zeit. Bei der Ausführung dieser Trägertafeln hat es sich am besten bewährt, wenn die Träger vollkommen einbetoniert werden und von unten nicht sichtbar sind. An dem unteren Trägerflansch wird ein durchgehendes Drahtziegelgewebe gehängt. Die Schalung hat einen Abstand von 5 cm von der Trägerunterkante. Bis zur Unterkante Träger wird ein dünner Betonmörtel aus Sand und Zement von Trägerfeld zu Trägerfeld eingegossen, der unter dem Trägerflansch in das nächste Feld durchfließt. Darauf kommt die plastische Betonmischung der Brückentafel mit 240 kg Zement je m^3 Beton mit der erforderlichen Festigkeit $W_{b28} = 170 \text{ kg/cm}^2$. Seit Inkrafttreten des Vierjahresplanes mußten diese Ausführungen wegfallen, da bei Eisenbetonplatten und Eisenbetonplattenbalken der Eisenbedarf geringer ist.

Bis zu etwa 5 bis 8 m Stützweite erfordert die volle Betonplatte den geringsten Eisenbedarf. Mehrfelderbrücken haben bei uns alle über

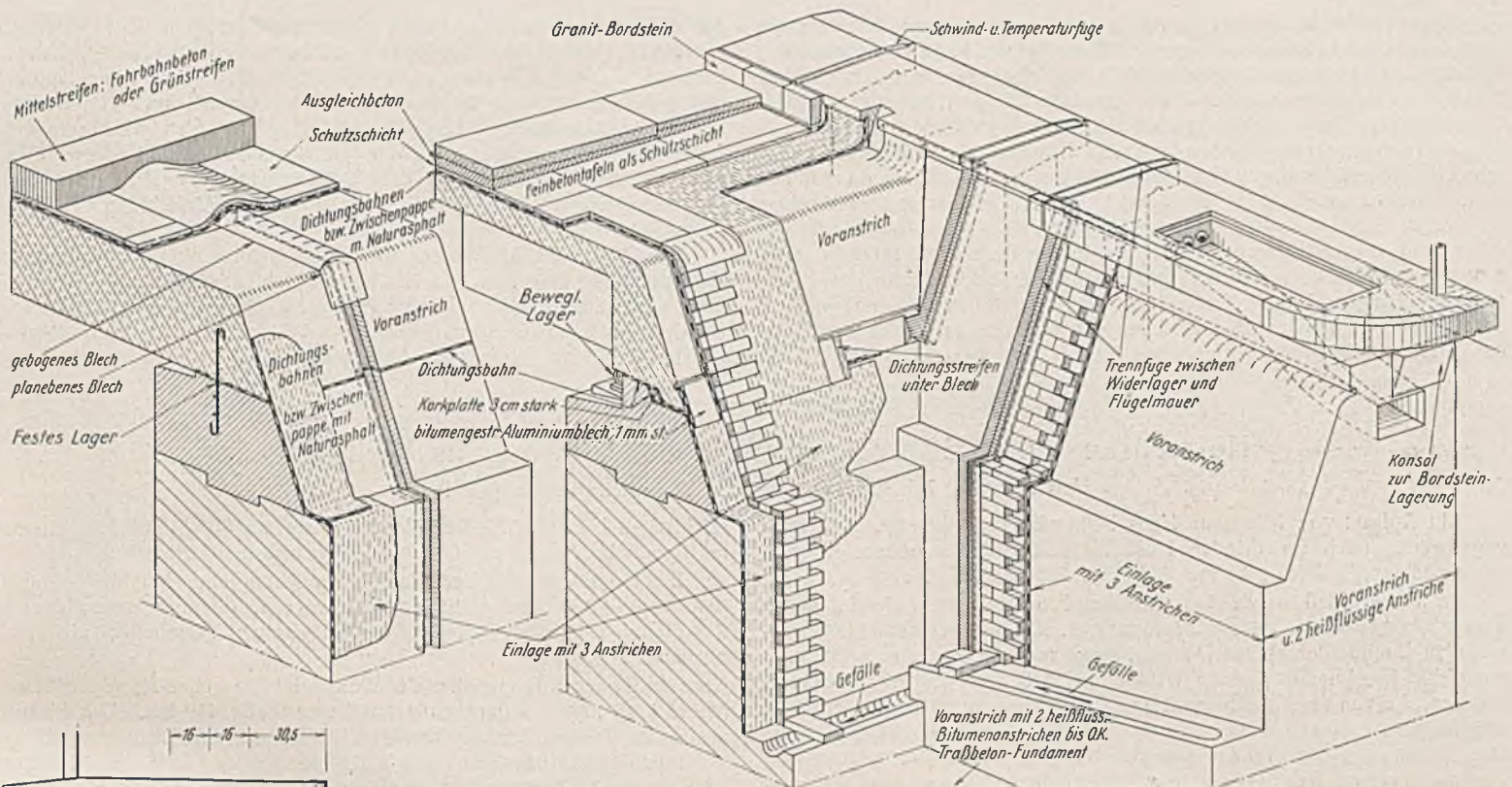


Abb. 12 u. 12a.

15 m Stützweite, so daß für diese der Plattenbalken den geringsten Eisenbedarf hat. In letzter Zeit sind für Überführungen Decken mit Hohlsteinen ausgeführt worden. Die Eisenersparnis beträgt etwa 20%, der Zementverbrauch ist geringer, die Betonierung geht schneller vorstatten.

e) Ausbildung der Eisenbetonsimse über der Brückentafel und Flügelmauern (Abb. 13 u. 14).

Abb. 13a zeigt die Ausbildung der Eisenbetonsimse über der Deckentafel mit Winkelseisenschrammbord, Abb. 13b mit Schrammbordstein, Abb. 14a u. 14b zeigt die Ausbildung der Simse über Flügelmauern aus Stampfbeton und Abb. 14e u. 14d über Flügelmauern aus Bruchsteinmauerwerk. Die verschiedene Ausbildung der Eisenbetonsimse über den Flügeln aus Stampfbeton und Bruchsteinmauerwerk ist bedingt durch die unterschiedliche Isolierung (s. Kapitel Isolierung, unter 3). Um Eisen zu sparen, ist der Schrammbord aus Winkelseisen zum größten Teil nicht mehr ausgeführt worden. Nachteile bei der Ausführung mit Schrammbordsteinen, die bei den Flügelmauern aus Stampfbetonmauerwerk auf der Isolierungsschutzschicht aufsitzen, haben sich nicht gezeigt. Naturgemäß bietet das Winkelseisen wegen der innigeren Verbindung mit dem Simsbeton größeren Widerstand.

Durch die Simse werden je nach Bedarf ein bis drei Kabelrohre verlegt. Kabelkanäle, in denen die einzelnen

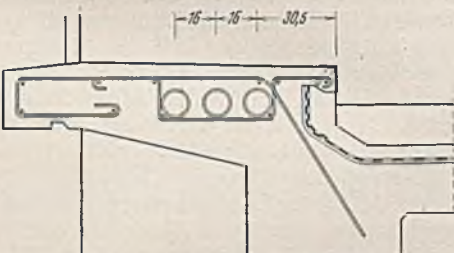


Abb. 13a.

Schnitt durch den Sims mit Winkelseisenschrammbord über der Deckentafel.

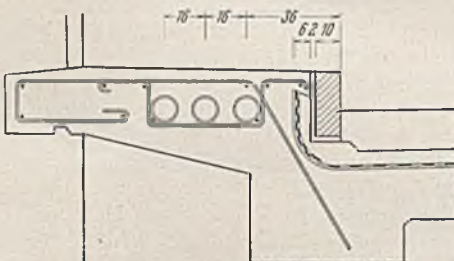


Abb. 13b. Sims mit Schrammbordstein.

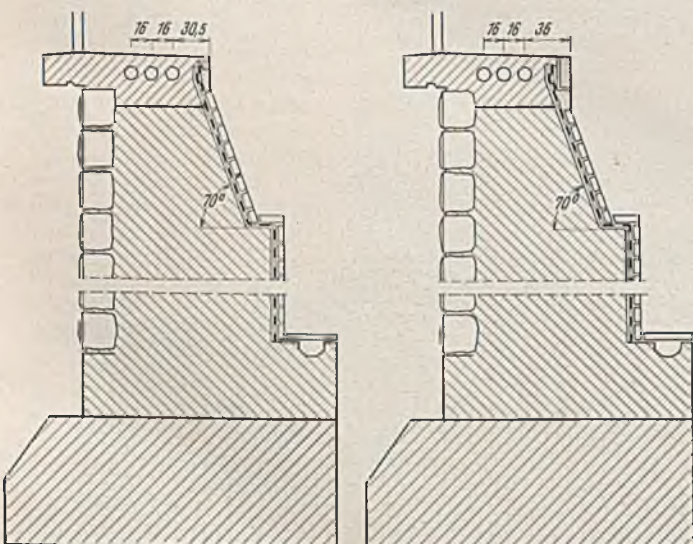


Abb. 14a. Schnitt durch die Flügelmauer mit Winkelseisenschrammbord.

Abb. 14b. Schnitt durch die Flügelmauer mit Schrammbordstein.

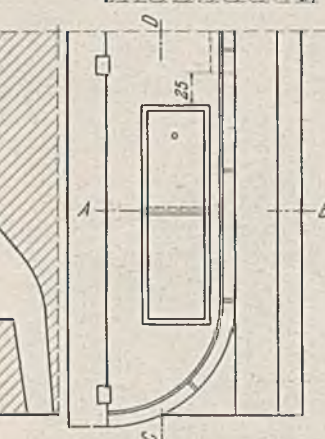
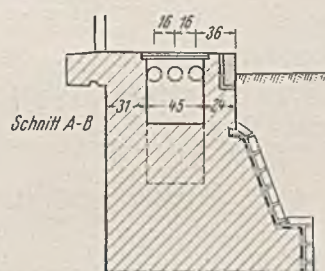


Abb. 14c. Kabelabsenkschrot am Ende der Flügelmauern.

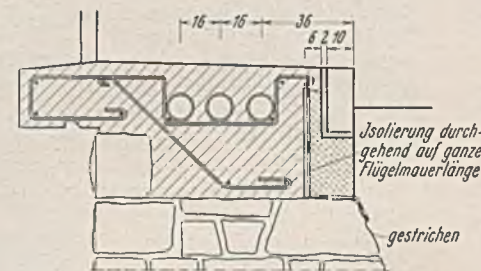


Abb. 14d. Schnitt durch die Flügelmauer aus Bruchstein mit Schrammbordstein. Isolierung durchgehend auf ganze Flügelmauerlänge gestrichen

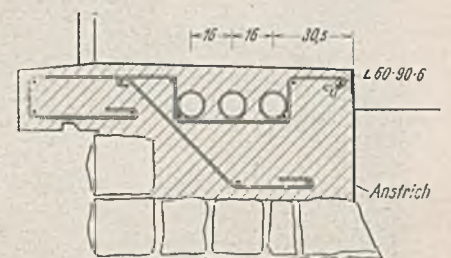


Abb. 14e. Schnitt durch die Flügelmauer aus Bruchstein mit Winkelseisenschrammbord. Anstrich

Kabel zusammen verlegt werden, haben sich nicht so gut bewährt, da sich die Abdichtungen der Fugen in den Sims nicht so einwandfrei ausführen lassen wie bei Kabelrohren. Die Kabel werden durch den am Ende der Flügelmauer befindlichen Kabelabsenkschrot auf die erforderliche frostfreie Tiefe abgesenkt (Abb. 12, 14c).

Der Sims besteht aus wasserdichtem Eisenbeton mit 350 kg Zement je m³ Beton und wird nach Herstellung der Deckenplatte für sich betoniert. Alle 4 bis 6 m wird der Sims durch eine mit Wasserglas gestrichene senkrechte Schwind- und Temperaturfuge unterteilt (Abb. 19). Die Kabelrohre und die Längseisen werden an dieser Fuge unterbrochen. Die Stöße der Kabelrohre werden mit Pappe überdeckt, damit der Beton nicht eindringen kann. Der Sims wird ein Stück um das andere betoniert, das Zwischenstück wird ausgelassen, das erst nach Erhärtung des ersten Teiles (nach etwa zwei Tagen) fertiggestellt wird. Damit

die Arbeitsfuge erhalten bleibt, wird die Stoßfläche mit Wasserglas gestrichen. Durch das stückweise Betonieren wird erreicht, daß die Schwindspannungen wesentlich verringert werden. Der Sims ist durch die Sonnenbestrahlung großen Temperaturschwankungen unterworfen. Durch die Anordnung dieser Wasserglasfugen werden die Temperaturspannungen vermindert. In der Brückenansicht sind diese Fugen nicht zu sehen. Die durch die Wasserglasfugen entstehenden Haarrisse werden von oben besonders abgedichtet (s. Abdichtung der Fugen, unter 3d).

Die Oberfläche des Simses wird beim Betonieren sofort profilgemäß abgezogen und verrieben. Es ist nicht empfehlenswert, einen besonderen Estrich aus einer anderen Betonmischung aufzubringen, da sich durch die verschiedenen Schwindspannungen Risse bilden. Die Oberfläche liegt im Gefälle, damit das Wasser ablaufen kann. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Holzbrücken- und Eisbrecherbau auf der Weichsel im Weltkriege.

Von Prof. Dr. Jul. Fiedler, Deutsche Technische Hochschule Prag.

Ein Aufsatz von Ingenieur Hans Pommerrenig¹⁾ zeigt, daß auch gegenwärtig noch im Frieden Holz als Baustoff für größere Brücken verwendet wird. Dies gibt mir Anlaß zu folgenden Zeilen.

Im Januar 1916 wurde ich, für den Frontdienst bei der Infanterie untauglich geworden, dem damaligen k. u. k. Militär-General-Gouvernement in Lublin (Polen) zur Dienstleistung zugewiesen. Der sanfte und vorzeitige Eisgang des milden Winters 1915/16 hatte fast alle Weichselbrücken, die von der Militärverwaltung bis zu diesem Zeitpunkte errichtet worden waren, hart mitgenommen. Bei Iwangorod (Dęblin) war sogar eine Lokomotive mit Tender und Besatzung in den Strom gestürzt und in dem sandigen Weichselgrunde verschwunden.

Der mir erteilte Befehl lautete, mit größter Beschleunigung an Stelle der gleichfalls schwer bedrohten, von einem österreichischen Brückenbau-Bataillon erbauten Annopoler Brücke eine neue zu erbauen, tragfähig für zwei gleichzeitig nebeneinander fahrende 30,5-cm-Mörser-Züge und unbedingt gesichert gegen Unterspülung und den schweren Eisstoß auf der Weichsel.

Die Weichsel. Die naturgegebene Ursprünglichkeit von Polens Hauptstrom war in der sog. Kongresowka von der russischen Verwaltung nie durch Flußregulierungen gestört worden. Das manchmal kilometerbreite Strombett bietet gefüllt einen stattlichen Anblick. Bei abgesunkenem Wasserstande spalten zahlreiche Sandbänke von oft mehreren 100 ha Fläche den Strom in viele seichte Rinnen, in deren jeweils wasserreichster die Schifffahrt mit seicht gehenden Fahrzeugen sich nur mühsam abwickelt, oft monatelang stillsteht.

Der Sand der Bänke wird von der Strömung und dem Wind ständig in Bewegung erhalten und verlagert. Während des Annopoler Brückenbaues entstanden wiederholt an der Stelle von kaum überronnenen Rinnen Kolke bis zu 5 m Tiefe.

Der Strom benagt bald das eine, bald das andere Bruchufer. Fruchtbare Äcker und Gartengrundstücke stürzen in klafferbreiten Streifen in den jähren Strom (Abb. 1 u. 2).

Auf dem ehemals österreichischen Gebiete ist die Weichsel von der Przemza-Mündung bis Niepolomice reguliert. Von Niepolomice bis Zawichost in der Nähe der San-Mündung war auf Grund eines aus dem Jahre 1864 stammenden zwischenstaatlichen Vertrages auf dem ehemaligen öster-

reichischen Ufer die Flußregulierung etwa zu 80%, auf dem ehemals russischen Ufer etwa zu 50% bei Kriegsausbruch fertig.

Das Regulierungsziel, nämlich die Erreichung einer Mindestfahrwassertiefe von 1,20 m war nicht erreicht worden, offenbar waren die der Regulierung zugrunde gelegten hydrologischen Vorarbeiten nicht ausreichend gewesen.

Das Gesamteinzugsgebiet der Weichsel bis zur San-Mündung beträgt 50 145 km², ihre Lauflänge bis zu dieser Stelle 419 km. Das Einzugsgebiet der Weichsel bis zum Meere ist 198 510 km², ihre Lauflänge 1068 km.

Die Verhältnisse auf der Weichsel Anfang 1916. Am 18. Januar, von Lublin her kommend, an der Weichsel eingetroffen, fand ich folgende Sachlage vor. Bei Sandomierz baute ein vom k. u. k. Militär-General-Gouvernement in Lublin vertraglich angestellter Ingenieur Ukielski, ein russischer Staatsangehöriger, an einer Straßenbrücke nach eigenen Plänen. Ein österreichischer Reserveoffizier führte die Bauaufsicht. Die Sandomierzer Brücke mußte wegen des breiten Überschwemmungsgeländes rd. 1100 m lang gemacht werden. Im regulierten Strombett und im Überschwemmungsgelände wurden schlanke Brückenjoche von 1,6 m Breite gerammt. Die Lichtweite der Öffnungen war verschieden, sie betrug 7, 10 und 13 m. Als Brückenträger wurden hölzerne Balkenträger und beim sog. Schiffsdurchlaß ein Sprengwerk von 13 m Lichtweite vorgesehen.

Unterhalb von Sandomierz, ebenfalls noch in der regulierten Weichselstrecke, hatte die k. u. k. Heeresbahn auf der Eisenbahnlinie Nadbrzezie—Radom eine Eisenbahnbrücke erbaut. Die nicht überall gleichen Lichtweiten zwischen den plumpen, 4,5 m breiten Holzjochen waren durch Walzträger von 50 cm Höhe überbrückt, je drei Walzträger lagen unter den Gleisen.

Bei Annopol fand ich die von einem österreichischen Brückenbau-bataillon erbaute, strategisch sehr wichtige Straßenbrücke in einem bedrohlichen Zustande vor. Die Brückenachse wies im Strom über mehreren Jochen Senkungen von nahezu 1 m Tiefe auf, was offenbar auf zu seichte Rammung der Holzjoche und ungenügenden Schutz gegen Unterspülung in dem leicht beweglichen Sandgrunde zurückgeführt werden mußte. Ein Reserveleutnant war mit 30 polnischen Zivilarbeitern damit beschäftigt, den bedrohten Bau durch Steinschüttungen zu schützen. Von den für einen rasch auszuführenden Großbrückenbau erforderlichen Geräten, Baustoffen, Mannschaften war nichts an Ort und Stelle vorhanden. Beim Abgang von Lublin hatte mir mein Vorgesetzter einige allgemein gehaltene Richtlinien und Winke gegeben.

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 12, Holzbrücke über die Warthe bei Klein-Krebel.



Abb. 1. Dorf Zabelcze durch Uferanbruch bedroht.



Abb. 2. Bruchufer der Weichsel.

Nach einem Erlaß des k. u. k. Armeekorps-Oberkommandos sollte die größte Spannweite der Weichselstrombrücken mit 20 m nach oben begrenzt werden. Nach diesen Richtlinien begann um dieselbe Zeit die Berliner Bauunternehmung Habermann & Guckes den Bau je einer Straßenbrücke über die Weichsel bei Pulawy und Deblin auf Grund eines mit der Militärverwaltung abgeschlossenen Vertrages. Geplant waren kräftige, tief gerammte Pfahljoche mit breitflanschigen 1 m hohen Differdinger Walzträgern von 24 m Walzlänge. Diese Bauweise sollte gemäß der erhaltenen Weisung tunlichst auch für den Annapoler Brückenbau angewendet werden.

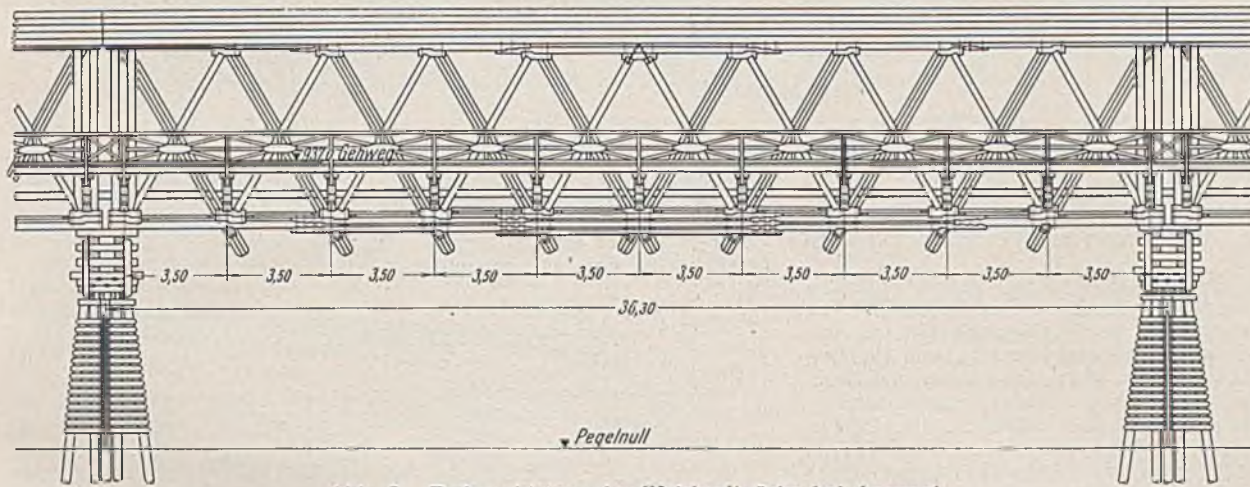


Abb. 3. Fachwerkträger der Weichselbrücke bei Annapol.

Die Antwort auf meine Anfrage bei der Deutsch-Luxemburg-Differdinger Hütte war trostlos. Sie lautete, daß die erforderlichen Träger im Hinblick auf die Kriegslage nach 12, vielleicht gar erst nach 18 Monaten geliefert werden könnten.

Die zu lösende Aufgabe war nicht nur ihrem Umfange nach, sondern auch wegen Mangels geschulter Kräfte, jeglichen militärischen Personals sehr schwierig.

Eine schmale Sandinsel teilte den Strom bei der Baustelle in einen 600 m breiten Haupt- und einen über 100 m breiten Nebenarm. Es war klar, daß eine Brücke mit breiten Jochen und kleinen Spannweiten den Durchflußquerschnitt ebenso wie die alte Brücke viel zu sehr verammeln und die Unterspülungsgefahr im Hinblick auf den feinsandigen, leicht beweglichen Flußgrund und die gefürchteten Eisgänge der Weichsel vergrößern würde. Es mußten daher möglichst große Spannweiten gewählt werden, jedenfalls größere, als in der allgemeinen Weisung des k. u. k. Armeekorps-Oberkommandos angegeben war. Ich entschied mich daher für hölzerne Fachwerkträger, Bauart Howe, und erhielt die Zustimmung des Militär-General-Gouvernements unter der Voraussetzung, daß die Vollendung des Brückenbaues durch die vorgeschlagene Bauweise nicht hinausgezogen würde.

Da aber die für die Howesche Bauweise notwendigen starken, langen, eisernen Spannstrangen, die starken Muttern und eichenen Stemmklötze ebenfalls nur schwer an Ort und Stelle beschaffbar gewesen wären, fiel meine Entscheidung schließlich auf eine polnische Bauart, die ich vor dem Kriege aus einem Buche²⁾ kennengelernt hatte. Aus der Verbindung der Bauweisen Pintowski und Ibjanski entstand auf dem Zeichentisch eine Art Kreuzung dieser Bauweisen mit einigen eigenen Zutaten und zweckmäßigen Abänderungen, bedingt durch die vorgeschriebene schwere Belastung durch die 30,5-cm-Motormörser-Züge (Abb. 3).

Die Länge eines solchen Trägers war gleich der dreifachen Länge der vorgefundenen Sprengwerkbrücke, nämlich 36,3 m, bei einer Lichtweite von 35 m. Ein Hilfsarbeiterstab aus den Polen Reszke, Stapinski und Vojt konnte gebildet werden. Alle drei hatten den Russen bei Brückenbauten im Kriege geholfen und erwiesen sich in der Folge als tüchtige Helfer. Erst nach einigen Monaten erhielt der Brückenbauleiter

als militärische Unterstützung noch zwei invalid gewordene Pionier-Unteroffiziere und einen Feldwebel. Vojt verfertigte nach meinem Entwurf ein Modell eines Annapoler Brückenträgers, das später im Wiener Kriegsministerium aufgestellt wurde.

An dem Modell ergab sich, daß durch einfaches Anziehen der Spannkeile dem Träger eine leicht regelbare Vorsprengung gegeben werden konnte. Dieses Verfahren wurde dann für die naturgroßen Träger mit Erfolg verwendet. Mit Hilfe der Spannkeile konnte eine mathematisch genaue, schnurgerade Brückenachse erzielt werden.

Die Bauausführung.

Auf die Kunde von dem neuen Brückenbau meldeten sich von allen Seiten der Umgebung Arbeitsleute. Jeder, der mit einem Beil oder mit einer Breitaxt ausgerüstet war, wurde angenommen. Eine

Zettlung waren über 3000 Mann für den Brückenbau tätig. Ganze Arbeiterbattalione wurden in die Wälder geschickt, wo nach Anweisung des Militär-General-Gouvernements Holz für den Brückenbau geschlagen werden durfte.

Auf vier räumlich voneinander getrennten großen

Zimmerplätzen wurden die von den Bauern aus den Wäldern herangeführten Stämme zu langen Rammpfählen, Balken, Zangen usw. gezimmert. Eine Gattersäge konnte nirgends trotz aller Umfragen im Hinterlande beschafft werden. Die Front hatte alles beschlagnahmt und gab nichts heraus. Es mußten daher alle Balken nach altväterlicher Art mit der Breitaxt behauen werden.

Auf großen Reißböden wurden ganze Trägerhälften aufgeschnürt und danach alle Bauteile der Brücke am laufenden Bande gezimmert. Hilfsmittel für die Vervielfältigung meiner Skizzen und Zeichnungen waren nicht vorhanden.

Die auf den Zimmerplätzen hergestellten Stücke gingen, auf sog. Galary, d. s. flache Prahme, verladen, nach Annapol. Dort wurde eine Brückenschmiede eingerichtet, 20 Rammgerüste bis zu 18 m Höhe wurden gebaut, Seile, Flaschenzüge, einfache Rammhären und andere Geräte gekauft, wo es nur immer ging.

Als die bei Menck & Hambrock, Hamburg, und bei Binger & Leirer in Düsseldorf bestellten Dampfrahmen ein halbes Jahr später anlangten, waren die großen Bündeljoche für den Hauptarm bereits 8 bis 10 m tief gerammt. Die neuen leistungsfähigen Dampfrahmen wurden der Hauptsache nach nur für den Bau der Eisböcke und der Brücke über den Seitenarm vorteilhaft verwendet.

Gegen Mitte des Monats Mai waren schon die Gurte, Streben, Riegel usw. für acht Träger gezimmert.

Der Aufrüstungsvorgang war recht einfach. Die Sprengwerkbrücke, deren Balken allmählich ebenfalls in den Körper der neuen Brücke eingebaut wurden, diente als Hilfsgerüst. Die Unter- und Obergurte wurden auf diesem Hilfsgerüst verschraubt und dann

mit Hilfe von Böcken und Flaschenzügen hochgezogen, worauf die hölzernen Streben und Diagonalen eingeschoben werden konnten. Alle Balken, Zangen usw., besonders aber alle Verbindungsstellen wurden vor dem Einbau mehrfach sorgfältig mit Karbolinum gestrichen. Es gelang unter meiner Leitung, mit wachsender Übung der Leute, einen ganzen Träger, einschließlich des oberen und unteren Windverbandes binnen vier Tagen fertig aufzurüsten. Die Leute arbeiteten allerdings von Morgengrauen bis in die Nacht hinein im Akkord und verdienten dabei sehr gut. Der Preis für die Fertigaufrüstung eines Trägers war mit 4500 Kronen berechnet.

Die Arbeit schritt, von mehr als 6000 Armen gefördert, rasch vorwärts. Die Leute wurden diszipliniert und an Ordnung und Sauberkeit



Abb. 4. Die Annapoler Brücke. Spätsommer 1916.

²⁾ Thullie, Mosty drewnlane, 1895.

gewöhnt, mit der es anfangs sehr haperte, die aber wegen der immer drohenden Flecktyphus- und Ruhrgefahr sehr notwendig war. Übrigens mußte auch Vorsorge für die Verpflegung und Unterbringung der zahlreichen Arbeiterschaft getroffen werden (Abb. 4).

Der aus der Ferne mehrere Wochen hindurch vernehmbare Geschützdonner der ersten Brussilowschen Offensive wirkte so befeuernd, daß die 600 m lange Strombrücke über den Hauptarm bereits im Spätherbst geschlossen und auf der ganzen Länge befahrbar war. Allerdings fehlten noch die Gehwege, die Dächer über den Obergurten, die Wachhäuschen, die später nach dem Faradayschen System ausgeführten Blitzschutz- und die Feuerlöscheinrichtungen.

Während der Brückenbau im vollen Gange war, verursachte der notwendige Schutz der hölzernen Brückenjoche gegen Unterspülung und besonders gegen den gefährlichen Weichseleisgang mir viel Kopfzerbrechen. Die Unterspülungsgefahr sollte durch die meist bis 10 m Tiefe eingerammten Joche gebannt werden. Außerdem wurden noch um jeden Pfeiler je vier große, aus Faschinen hergestellte Sinkstücke im Ausmaße von $12,6 \times 5,0$ und $9,4 \times 5,0$ m verlegt, mit Steinen beschwert und versenkt. Diese Sinkstücke beschwerten gewissermaßen wie ein starken Teppich den leicht beweglichen Sand des Flußgrundes und verhinderten die Auskolkungen in unmittelbarer Nähe der Joche. Diese Maßnahme hat sich durch zwanzig Jahre gut bewährt. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Professor Hans Wegele †. Am 29. November 1938 schied im 82. Lebensjahr Dr.-Ing. ehr. Hans Wegele, ehemals ord. Professor der Technischen Hochschule Darmstadt, still von uns. Sein Name ist nicht so sehr mit der Schöpfung großer eindrucksvoller Bauten und Werke verknüpft, als vielmehr in der dankbaren Erinnerung der jetzt in der Blüte ihres Schaffens stehenden Generationen und des ihnen folgenden Nachwuchses verankert.

Hohe geistige Regeamkeit, gesundes Denken und Fühlen und eine tiefe Frömmigkeit gaben ihm die Kraft, schwerste Schicksalsschläge zu erdulden, ohne Einbuße an Lebenskraft, an Arbeitsfreude und an Aufgeschlossenheit zu erleiden. Er war eine Gelehrtennatur, und ihm lag eine Eignung zum Lehrberuf als Erbteil im Blute, denn Vater und Großvater waren in ihrer Zeit bekannte und hochgeachtete Hochschullehrer.

Sein Studium hat er bestens genutzt, und er erkannte stets gern und dankbar an, daß er hervorragende Lehrer hat hören dürfen. Launhardt, Keck und Dolezalek verdankte er so wesentliche Grundlagen seines Wissens und Könnens, daß er die Hochschule mit Auszeichnung 1879 verlassen konnte. Praktische Erfahrungen beim Berliner Stadtbahnbau unter Dircksen, beim Frankfurter Bahnhofumbau, bei Streckenbauten in Hessen und der Uckermark, im Betriebe im Posenschen gaben seinem Wissen die lebensvolle Grundlage und die Erfahrungen, als er zum 1. April 1901 auf den neuen Lehrstuhl für Eisenbahn- und Straßenbau Darmstadt berufen wurde.

23 Jahre seines Lebens hatte er diesen Lehrstuhl inne, und weitere 15 Jahre nach seiner wohlverdienten Emeritierung schuf er in steter Fühlung mit seinem alten Lehrstuhle an Lehrbüchern. Durch Wort und Schrift gab er also fast 38 Jahre lang Wissen und Erfahrungen in vollendeter, einprägsamer Form weiter. Im Handbuche, im Esselborn, im Heusingerschen Kalender und in der Sammlung Göschen wurde er weit über die Kreise seiner Hörer bekannt und wirkt heute und in Zukunft in weitesten Kreisen fort.

Rege nahm er bis in die letzten Tage am Werden neuer Formen in der Technik, an allen Fragen der Schienenbahnen und des Verkehrs und am Wohl und Wehe von Reich und Volk teil, bis er still entschlief und in die Ewigkeit und Ruhe einging. Dankbar gedenken wir seiner.

W. Richard, Königsberg (Pr.).

Baugrundkurse in Hamburg und in Kiel. Vom 23. bis 25. Januar und vom 6. bis 8. Februar 1939 finden in Hamburg und in Kiel Vortragsreihen mit Praktikum über „Neuere Baugrundlehre“ statt, im ganzen je Reihe sechs halbe Tage. Vortragende sind: Prof. Dr.-Ing. Kögler und Dozent Dr.-Ing. habil. Scheidig vom Erdbaulaboratorium Freiberg (Sachsen); Veranstalter ist die Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Bezirksgruppe Nordmark in Hamburg 1, an der Alster 84, die an Interessenten Auskunft erteilt (Ruf 24 6772/73).

Die neue Marne-Brücke bei Bry. Gén. Civ. 1938, Bd 113, Nr. 22 vom 26. November, enthält einen Bericht über die neue Marne-Brücke bei Bry, die an die Stelle einer alten Hängebrücke unter Wegfall der

2,5 m lichter Höhe und 2 m Breite am linken Ufer vorzusehen und an jedem Ufer eine Straßenüberführung von 3,50 m lichter Höhe. Für die Oberkante der Fahrbahn wurde als höchste Erhebung in Brückenmitte + 42,65 vorgeschrieben. Die Brückenbreite sollte Raum geben für eine Fahrbahn von 10 m und zwei Fußwege von je 4 m. Außerdem war Vorsorge für die Überführung von Leitungsrohren von 0,80 m Durchmesser unterhalb der Fußwege zu treffen.

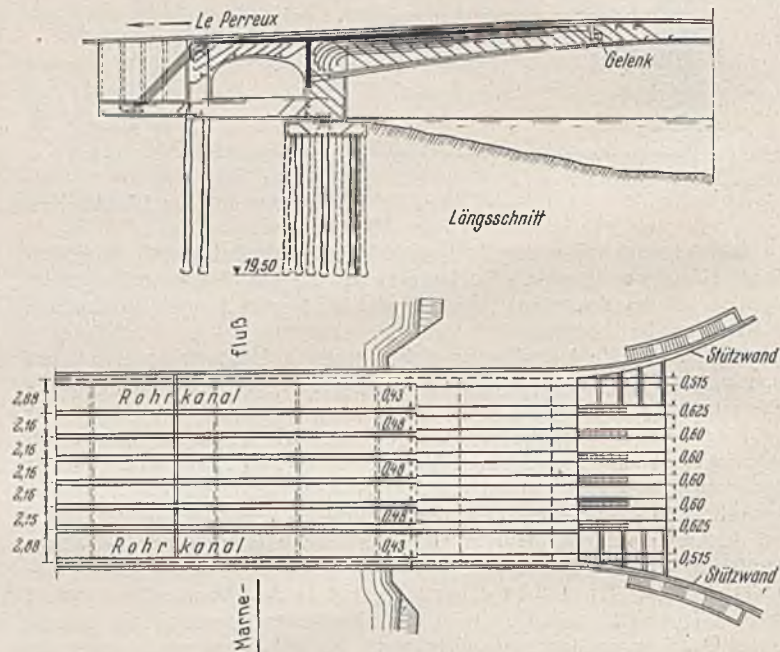


Abb. 1.

Die Brücke war in ihren äußeren Formen lediglich in schlichten Linien ohne besonderen architektonischen Schmuck auszuführen. Diese Bedingungen führten auf Grund der Ergebnisse von 19 Wettbewerben im Jahre 1934 schließlich zu der Wahl des aus der Abb. 1 ersichtlichen Tragwerkes, das sich aus zwei seitlichen, auf Betonpfehlern ruhenden portalartigen Bogenöffnungen zusammensetzt, deren rückwärtige Kragarme als Eisenbetonkoffer ausgebildet sind und unter Erdlast stehen, während nach dem Fluß hin Auslegerarme von sehr beschränkter Bauhöhe vorgesehen sind, auf denen sich der mittlere Koppelträger aufliegt, wobei sowohl der Obergurt als auch der Untergurt in flacher Bogenform durchgehend ausgeführt ist, so daß der Eindruck einer frei gespannten Bogenbrücke entsteht.

Die lichte Weite zwischen den Hauptpfeilern der Brücke ist 67 m. Die Kragarme, von denen sechs unterhalb der Fahrbahn und zwei an den Seiten der Brücke vorgesehen sind, treten bis zum Auflager des Koppelträgers mit einer freien Länge von 22,5 m heraus. Die Stützweite des Koppelträgers ist 22 m. Die Steghöhe der Kragträger ist 3,8 m an der Einspannstelle und 1,85 m am Koppelträger,

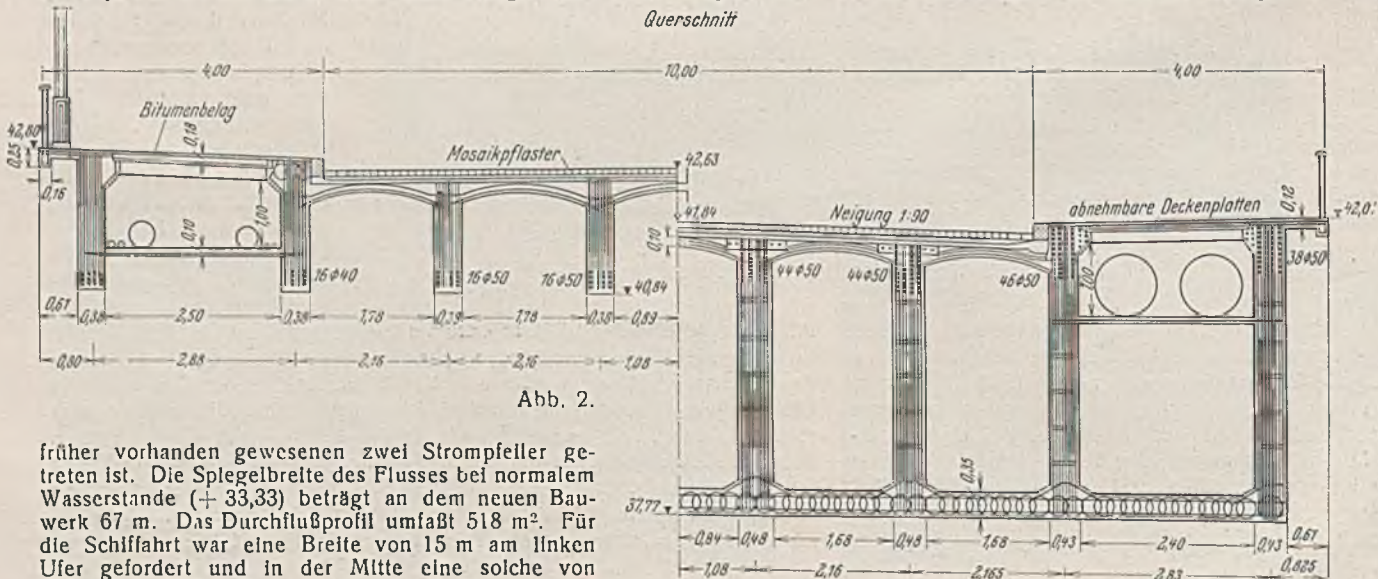


Abb. 2.

früher vorhanden gewesen zwei Strompfeiler getreten ist. Die Spiegelbreite des Flusses bei normalem Wasserstande (+ 33,33) beträgt an dem neuen Bauwerk 67 m. Das Durchflußprofil umfaßt 518 m². Für die Schifffahrt war eine Breite von 15 m am linken Ufer gefordert und in der Mitte eine solche von 25 m bei MW. Ferner war ein Treidelweg von

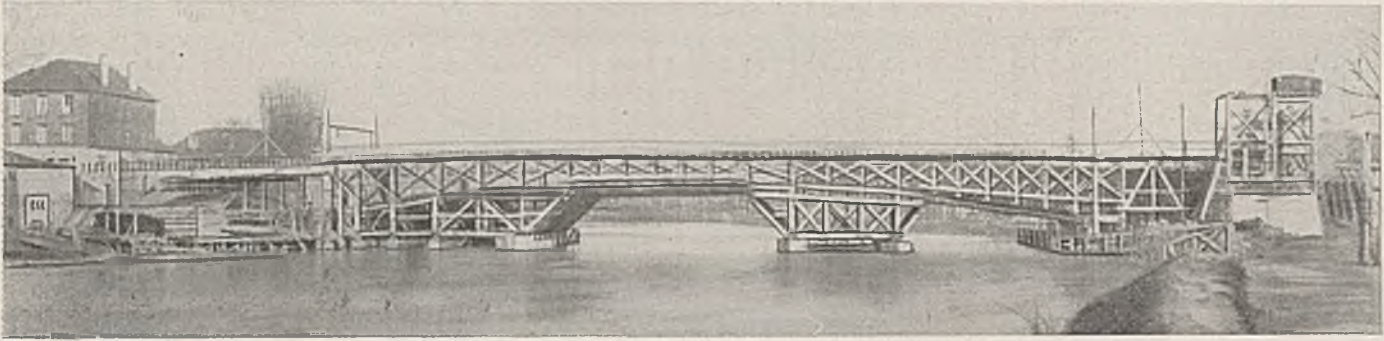


Abb. 3.

Die Breiten der Stege sind an den entsprechenden Stellen 0,48 bzw. 0,38 m. Die Auflager der Hauptpfeilrippen, die sich gelenkig mit einer mittleren Verankerung auf eine durchgehende Grundplatte abstützen, haben eine Grundfläche von $0,60 \times 0,80$ m. Das System ist also äußerlich statisch bestimmt. Es werden nur lotrechte Kräfte, dagegen keine Schübe auf den Untergrund übertragen. Die Tragrippen der Ausleger verlaufen in lichten Abständen von 1,68 m unterhalb der Fahrbahn, während an den Seiten unterhalb der Fußwege ein lichter Rippenabstand von 2,40 m vorgesehen ist. Die Fahrbahndecke wird durch Voutenbogen zwischen den Tragrippen getragen; unter den Fußwegen ist eine tiefer gelegte Decke vorgesehen, die den Rohrkanal unten abschließt. Oben ist der Rohrkanal durch Fußstegplatten abgedeckt. Infolge der einschränkenden Bedingungen für die Konstruktionshöhen ergab sich eine schwere Stahlbewehrung. Diese setzt sich im wesentlichen aus durchlaufenden, verschweißten Rundstählen von 50 mm Durchm. mit 4200 kg/cm^2 Festigkeit zusammen; für den Beton war eine Druckspannung von 70 kg/cm^2 zugelassen. Die Verschweißung der Stöße der Stahlbewehrung geschah auf elektrischem Wege mit Stahlelektroden von hoher Festigkeit.

Die hohe Betonfestigkeit wurde durch Einrütteln erzielt. Der Koppelträger hat 38 cm breite Rippen, die lediglich an der oberen Zone untereinander in Verbindung stehen, wohingegen die Kragträger eine untere mit Druckbewehrung versehene Platte erhalten haben. Die Grundplatte, auf die sich die Hauptpfeiler abstützen, ist 1,35 m dick und 7,50 m breit. Sie ruht am linken Ufer auf 17 m langen und am rechten Ufer auf 13 m langen Pfählen. Die Achse der neuen Brücke liegt nicht genau in der Achse der alten. Für die Unterstützung des mittleren Tragwerkes wurden die Stropfpfeiler der alten Brücke unter Hinzufügung von zusätzlichen Unterstützungsjochen verwertet, und zwar derart, daß zunächst eine Hälfte der alten Brücke für den Verkehr erhalten blieb und erst nach Ersetzung der anderen Hälfte durch das neue Tragwerk besetztigt wurde.

Das Lehrgerüst der Brücke ist aus Abb. 3 ersichtlich. Die Arbeiten wurden im Mai 1935 begonnen und im gleichen Monat des Jahres 1938 beendet.

Shasta-Sperrmauer in Kalifornien. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1938, Bd. 120, Nr. 18 vom 5. Mai, S. 647, begannen am 1. Juni d. J. die Bauarbeiten der Shasta-Sperrmauer in Kalifornien, die im Tale des Sacramento-Flusses zur Ausführung gelangt. Dieses bedeutende Bauwerk wird einen Betonverbrauch von $413\,000 \text{ m}^3$ erfordern und somit seinem Inhalte nach zwischen der fast fertiggestellten Boulder-Sperrmauer ($2\,480\,000 \text{ m}^3$) und der ebenfalls im Bau begriffenen Grand Coulee-Sperrmauer ($7\,450\,000 \text{ m}^3$) stehen. Seine größte Höhe zwischen Sohle und Straßenoberkante ist 171 m und somit etwa 3 m größer als die der Grand Coulee-Mauer. Der Spiegelunterschied zwischen OW und UW wird den der Grand Coulee-Mauer noch um 46,8 m übersteigen, so daß eine Druckhöhe in Frage kommt, die an der Höchstgrenze der Ausführbarkeit von Schwergewichtsmauern liegt.

Die Shasta-Mauer befindet sich etwa 8 km stromabwärts von der Einmündung des Pit-Flusses. Die in ihrer Mitte angeordnete Überfallschwelle hat eine Breite von 114 m. Die Krone, die in einem Bogen von 765 m Halbmesser verläuft, wird eine Gesamtlänge von 1070 m haben, wovon die Schwergewichtswand eine Länge von 875 m einnimmt (Abb. 1). Einen Schnitt durch den mittleren als Überfallschwelle ausgebildeten Teil zeigt Abb. 2. An die bogenförmige Schwergewichtswand schließen sich an den Talhängen aus Erde und Felsgeröll geschüttete Anschlüsse, die in ihrer Achse als Dichtung einen Eisenbetonkern erhalten, wie Abb. 3 zeigt. Die Breite der Fahrbahn auf der Krone ist 9,20 m; daneben liegen Gehwege von je 1 m Breite.

Die Mauer wird ein Staubecken von 1,8 Mill. ha (= 4,5 Mill. acre. ft.) Spiegelfläche abschließen, die sich bei NW auf $200\,000 \text{ ha}$ (= $500\,000 \text{ acre. ft.}$) herabmindert. Die niedrigste Spiegelhöhe wurde mit Rücksicht auf die Regelung des Wasserabflusses sowie auf die Bewässerung der talwärts gelegenen Gebiete gewählt.

Das Kraftwerkgebäude ist in Eisenbeton geplant und wird eine Grundfläche von $23,20 \times 136 \text{ m}$ haben. Es liegt, wie aus Abb. 3 ersichtlich, am rechten Flußufer. Die vier zunächst zur Aufstellung gelangenden Kraftereinheiten sind für $70\,000 \text{ kW}$ und $13\,800 \text{ V}$ bemessen, sie werden an lotrecht stehende Turbinen von $100\,000 \text{ PS}$ angeschlossen, die unter einer Druckhöhe von 74 bis 146 m Wassersäule arbeiten. Eine spätere Erweiterung durch eine fünfte Einheit wird die Gesamtleistung auf $350\,000 \text{ kW}$ steigern. Der nach den Turbinen führende Hauptdruckstollen

erhält einen Durchmesser von 4,28 m und verläuft in einer Tiefe von 80 m unterhalb der Oberkante des rechten Widerlagers. Seine Gesamtlänge ist 275 m. Zusätzlich ist noch ein zweiter Druckstollen von 1,20 m Durchm. vorgesehen, der zwei Turbinen von je 4250 PS zum Antrieb zweier Krafterzeuger von je 3000 kW speist. Diese dienen zur Licht- und Kraftenerzeugung für den Betrieb der Anlage. Der große Druckstollen ist am Einlauf mit hydraulisch geregelten Abschlußschiebern versehen.

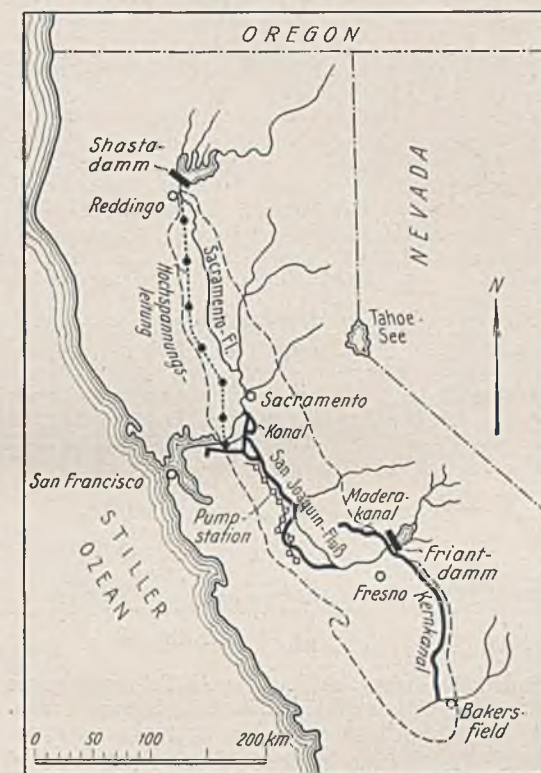


Abb. 1.

erhält einen Durchmesser von 4,28 m und verläuft in einer Tiefe von 80 m unterhalb der Oberkante des rechten Widerlagers. Seine Gesamtlänge ist 275 m. Zusätzlich ist noch ein zweiter Druckstollen von 1,20 m Durchm. vorgesehen, der zwei Turbinen von je 4250 PS zum Antrieb zweier Krafterzeuger von je 3000 kW speist. Diese dienen zur Licht- und Kraftenerzeugung für den Betrieb der Anlage. Der große Druckstollen ist am Einlauf mit hydraulisch geregelten Abschlußschiebern versehen.

Die Überfallschwelle hat an der Kurve drei Segmentwehre, die zwischen Eisenbetonpfeilern gelagert sind. Zur Regelung des Abflusses werden ferner in den Körper der Überfallschwelle auf drei verschiedenen Höhen stählerne Abflußrohre von 2,58 m Durchm. eingebettet, und zwar oben sieben Stück und darunter je drei Stück. Bei höchstem Druckspiegel können diese eine Wassermenge von $1600 \text{ m}^3/\text{sek}$ abführen.

Um einen Überblick über die erforderlichen Baumassen zu geben, sei bemerkt, daß außer der Betonmenge von $4\,130\,000 \text{ m}^3$ für den Dammkörper noch $192\,000 \text{ m}^3$ an Eisenbeton für andere Bauteile benötigt werden mit $13\,000 \text{ t}$ Bewehrungsstahl. Die Gründung der Mauersohle erfordert

1 150 000 m³ Fels- und 501 000 m³ Erdaushub. Ein weiterer Felsausbruch wird bei der Herstellung des Kraithauses, der Stollen usw. erforderlich. Die aufzuschüttenden Bodenmassen an den seitlichen Ausläufern des Dammes umfassen 1 150 000 m³ Felsgeröll und Erdreich. Für die Durchführung der Arbeiten sind fünf Jahre in Aussicht genommen. Außer der Kraftgewinnung soll die Stauanlage zur Regelung der Grundwasser-

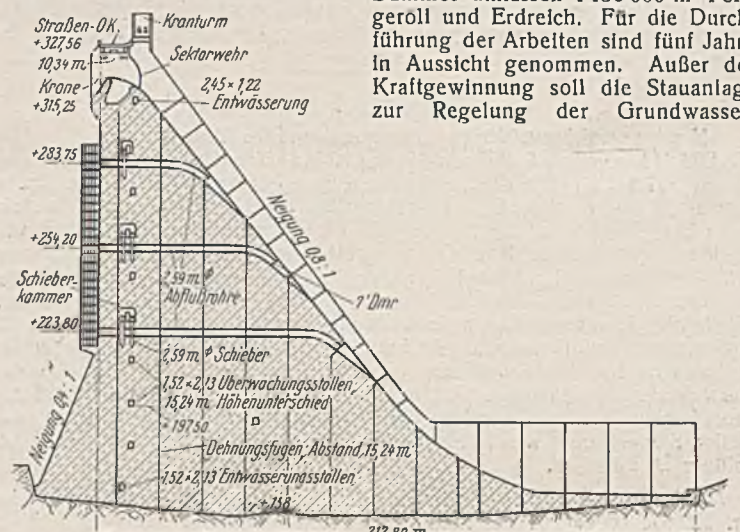


Abb. 2.

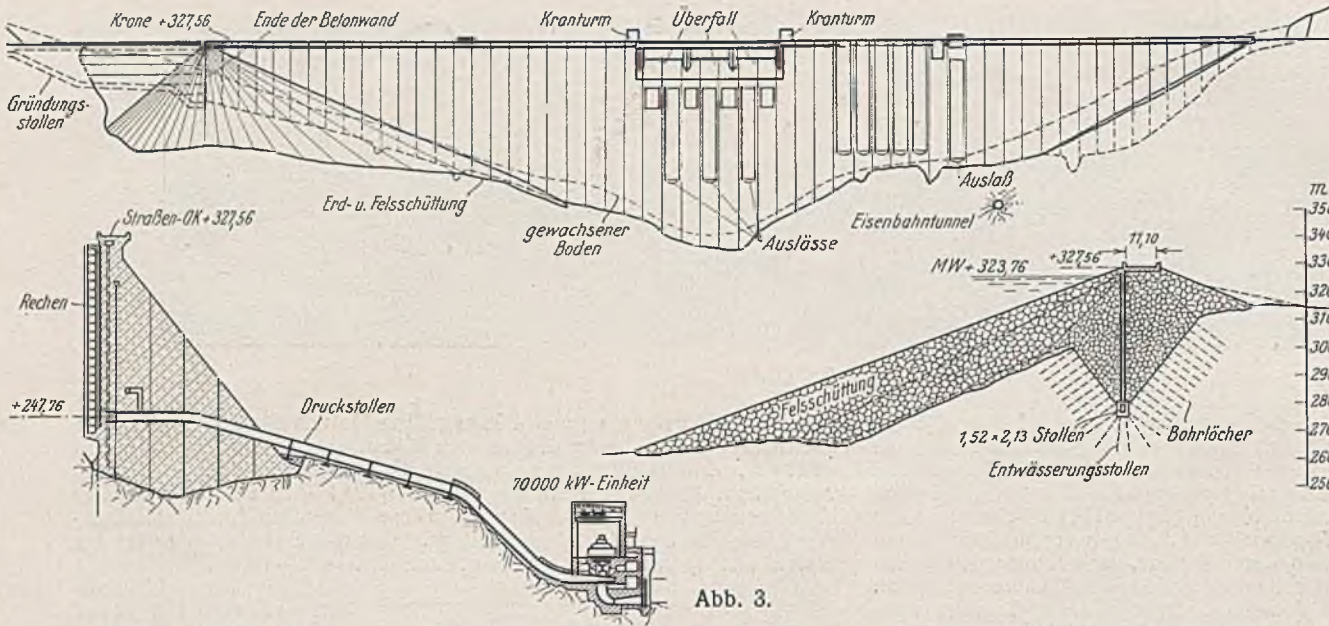
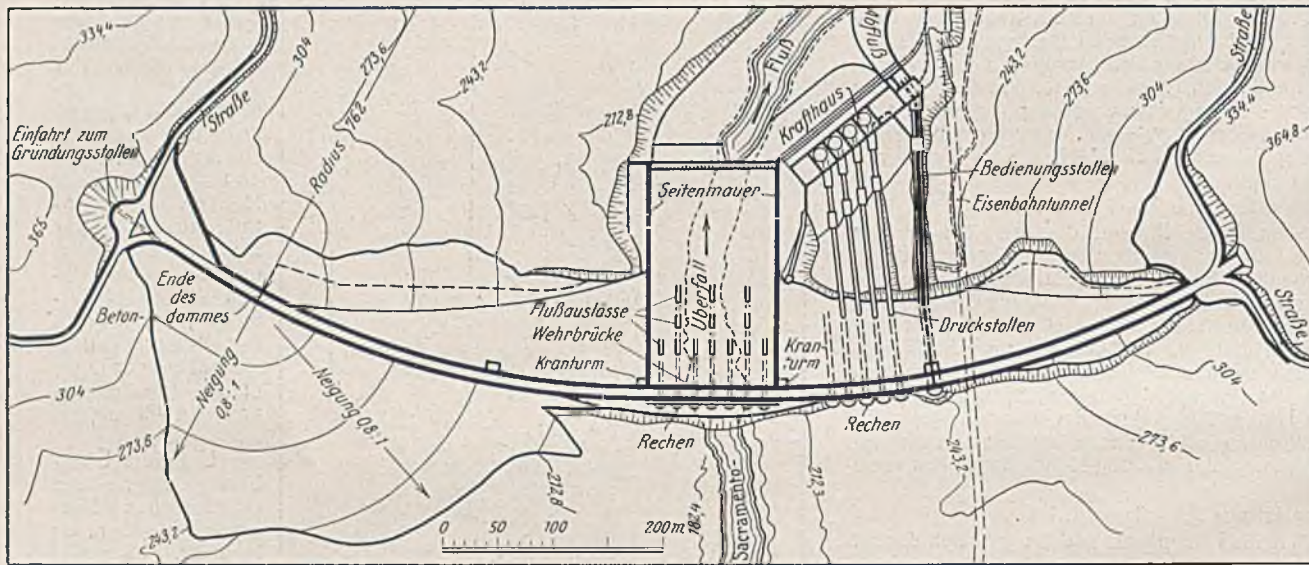


Abb. 3.



Zu Abb. 3.

verhältnisse in dem unterhalb gelegenen San Joaquin-Tal sowie zum Rückstau des in das Mündungsgebiet eindringenden Salzwassers dienen.

Die Stauwand ist als reine Schwerkraftsmauer ohne Berücksichtigung der Bogenwirkung berechnet. Die Betonierung geschieht in Blöcken von 15 x 15 m Grundfläche, die in Schichten von 1,50 m Höhe geschüttet werden. Die Querschnitte laufen von der Bergseite zur Talseite hindurch. Die Blöcke werden gegeneinander durch Verdübelung gegen Scherkräfte gesichert. Jede Schicht wird zur Abführung der Bindewärme ein System von Kühlrohren erhalten, die voraussichtlich durch Flußwasser gespeist werden.

Die durch das Tal führende Eisenbahnlinie (S. P. R. R.), die für die Baustoffzuführung benutzt werden wird, soll noch vor Ausführung des Baues der Sperrmauer entsprechend dem späteren Staubecken eine Betriebsumleitung erhalten.

Patentschau.

Knotenpunktausbildung für geschweißte Tragwerke. (Kl. 37b, Nr. 658 078 vom 14. 6. 35 von Gerhard Kerff in Duisburg, Zusatz zum Patent 641 647.) Um die Schweißnaht zu entlasten und damit die Sicherheit und Festigkeit der Schweißnahtverbindungen zu verbessern, besteht jeder Stab des Stahlstabbindels aus einem um seine Längsachse verwundenen Mehrkantstab oder aus zwei oder mehreren miteinander verdrehten normalen Rundstäben. Hierdurch soll insbesondere der Reibungswiderstand an den inneren Flächen der hohlen Tragwerkstabenden und des hohlen Knotenstückes wesentlich erhöht werden, ohne daß dabei die Haftfläche der Füllmasse in den Innenwandungen der Tragwerkstabenden und des hohlen Knotenstückes vergrößert werden müßte. Infolge der Verwendung der Stäbe ist nicht nur die Streckgrenze der Stäbe und deren Bruchfestigkeit erhöht, sondern die Drallzüge der Stäbe verwandeln auch in der Stabachse wirkende Zug- oder Druckkräfte zum Teil in radial gerichtete Druckkräfte.

Notverschluß aus schwimmfähigen Dammbalken. (Kl. 84a, Nr. 629 677 vom 22. 11. 1932 von Fried. Krupp Grusonwerk AG. in

1) Bautechn. 1939, Heft 1, S. 20.

Magdeburg - Buckau.) Um in einfacher Weise und ohne umständliche und kostspielige Hilfsmittel die Dammbalken sowohl in ihre Verschlußstellung zu bringen, als auch aus dieser wieder aufschwimmen zu lassen, sind die Dammbalken in an den Widerlagern angeordneten Führungsbahnen abwählbar gelagert und bestehen aus je einem Hohlkörper, der mit verschließbaren Wasserein- und -auslaßöffnungen versehen und zur Aufnahme unterschiedlicher Ballastwassermengen eingerichtet ist, so daß die Dammbalken unter dem Eigengewicht in ihre Stau-lage absinken und in ihrer Anfangsgeschwindigkeit durch den Aufstau des strömenden Wassers beschleunigt werden. Der Hohlkörper 1 trägt an seinen beiden Enden Zahnkränze 2, die mit den Zahnschienen 3 in Eingriff stehen. In den beiden Endscheiben 4 des Hohlzylinders sind unter Federdruck stehende Bolzen 5 vorgesehen, die in Nuten 6 geführt sind. Der für die Füllung mit Wasser bestimmte Hohlraum des Zylinders 1 wird durch eine Endscheibe, andererseits durch eine Wand 7 abgeschlossen, an der nach dem Hohlraum 8 führende Wassereinlaßöffnungen 9 vorgesehen sind, deren Einlaßventile durch eine mittels eines Handrades 11 drehbare Scheibe 10 bedient werden. Zur Drehung des Handrades von außen her sind im Zylindermantel Schlitze 12 vorgesehen. Mit der Achse des Handrades 11 steht noch ein Kegelräder-

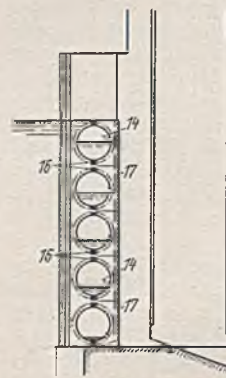


Abb. 1.



Abb. 2.

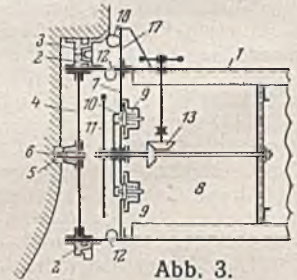


Abb. 3.

paar 13 in Verbindung; im Zylindermantel sind Wasserauslaßöffnungen 14 vorgesehen. In der Verschlußstellung liegen die Dammbalken bei 15 auf den Zahnschienen auf; dieser Punkt 15 liegt in der durch die Mittelachse der Dammbalken gehenden waagerechten Ebene und um das Maß a über der Angriffslinie auf den Dammbalken wirkenden Wasserdruckes, so daß mit dem Hebelarm a ein nach abwärts drehendes Moment erzeugt wird. Die Dichtung der Dammbalken gegeneinander wird durch die Dichtungsbalken 16 und die Seitendichtung durch die Seitenschilder 17 und die Rohre 18 bewirkt.

INHALT: Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937. — Vier Jahre Baukontrolle bei der Reichsautobahn. — Holzbrücken- und Eisbrecherbau auf der Weichsel im Weltkrieg. — Vermischtes: Professor Hans Wegele †. — Baugrundkurse in Hamburg und in Kiel. — Die neue Marne-Brücke bei Bry. — Shasta-Sperrmauer in Kalifornien. — Patentschau.