





Abb. 14. Entwurf: „Deutschlands Strom“. Variante. Rheinaufwärts gesehen.

Pfeilers und Widerlagers beim Ausrüsten der Bogen unschädlich zu machen, als Dreigelenkbogen zusammengebaut werden. Erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last sollen die Scheitelfugen durch Vernieten geschlossen werden.

Es ist beabsichtigt, die einzelnen Wände des großen Bogens je für eine Bogenhälfte mit ihren Gurtwinkeln und allen Stoßteilen in der Werkstatt zusammenzulegen. Die so vorbereiteten Einzelteile der Wände sollen dann in einer am Rhein gelegenen Brückenbauanstalt mit den Gurtplatten, Aussteifungen usw. zu einzelnen fertigen Bogenstücken vernietet werden. Diese Bogenstücke werden dann in besonders dazu hergerichteten Schiffen zur Baustelle geschafft und vom Schiff aus gleich an ihre endgültige Stelle gebracht.

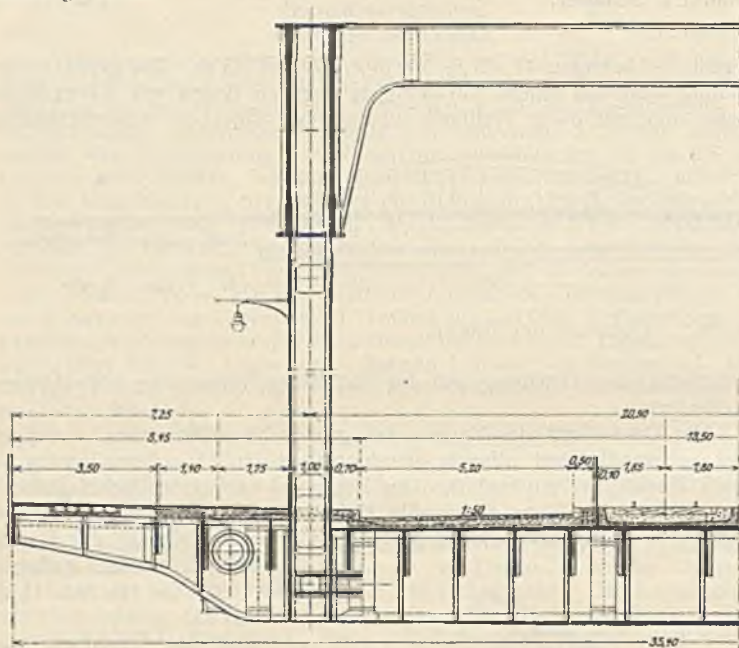


Abb. 12. Querschnitt durch den großen Stromüberbau.

Die Windverbände sind nach denselben Grundsätzen wie beim Entwurf „Aus einem Guß“ angeordnet.

Die Eisenbetongewölbe der Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes, der kleinen Stromöffnung und der Mülheimer Werft sind nach der Bauart Melan ausgebildet. Jeder Überbau hat vier Rippenbogen, die mit Dreigelenk-Fachwerk-Bogenzwickelträgern bewehrt sind, wie dies die Abb. 13 darstellt. Die Rippenbogen kragen rückwärts bis zur Mitte des Pfeilers aus, damit über dem Pfeiler nur eine Dehnungsfuge entsteht. Die Mittenabstände der äußeren Rippenbogen betragen 7,1 m, die der mittleren 6,7 m. Die Eisenbetonfahrbahntafel wird von Eisenbetonlängs- und -querträgern getragen, die auch nach der Bauart Melan bewehrt sind. Die aus der Eisenbewehrung der Querträger herauswachsenden eisernen Konsolen kragen 6 m weit aus und tragen ebenso wie bei dem großen Stromüberbau Fußweg und Straßenbahngleis.

Der Strompfeiler soll im Druckluftverfahren, alle anderen Pfeiler und Widerlager sollen in offener Baugrube gegründet werden.

Die Kosten für die ganze Ausführung sind auf 10 543 717 R.-M. veranschlagt.

Der Baugedanke des Entwurfes „Deutschlands Strom“ ist etwa der gleiche wie der des Entwurfes „Aus einem Guß“. Auch hier nimmt die Überbrückung in gesteigerten Sprüngen auf dem linken Rheinufer einen Anlauf und schwingt sich dann in kühnem Bogen über den Rhein. Der Gedanke ist aber nicht so scharf wie beim Entwurf „Aus einem Guß“ zu Ende gedacht. Der Anlauf endet beim Entwurf „Deutschlands Strom“ erst im Rhein. Das Bauwerk kann sich deshalb nicht ganz zu der Kühnheit erheben wie beim Entwurf „Aus einem Guß“.

In einem Nebenentwurf schlagen die Verfasser vor, das linksrheinische Flutgebiet und den linken Teil des Stromes neben der Hauptöffnung mit drei flachen eisernen Vollwandbogen von 85, 95 und 105 m Stützweite zu überbrücken. Ebenso soll auch die Mülheimer Werft von einem eisernen

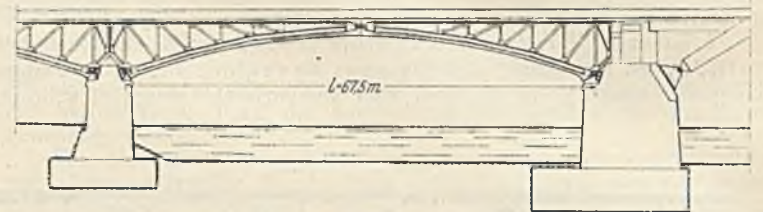


Abb. 13. Eisenbewehrung der Betongewölbe.

Vollwandbogen überspannt werden. Die Kosten der Ausführung nach diesem Entwurf sind zu 11 061 655 R.-M. veranschlagt.

Das Brückenbild dieses Entwurfes (Abb. 14) ist nicht ganz so gut wie das des Hauptentwurfes. Die massive Überbrückung auf dem linken Ufer m Hauptentwurf gibt — wenn man das Bild gebrauchen darf — ein besseres Sprungbrett für den Sprung des großen Bogens über den Rhein als die eisernen Bogen des Nebenentwurfes.

5. Entwurf: „Gespannter Bogen“ (Abb. 15). Verfasser: August Klönne, Dortmund, für die eisernen Überbauten, Heinrich Butzer, Dortmund und Köln, für die Unterbauten und die Architekten Stadtbaurat Hans Mertens und Paul Pott, Köln, für den künstlerischen Teil.

Auch bei diesem Entwurf wird die Hauptschiffahrtöffnung in einer größeren Weite überbrückt, als es die Ausschreibungsbedingungen fordern. Aber auch bei diesem Entwurf hat man sich nicht zu dem Entschluß durchringen können, den Rhein in einer einzigen Öffnung zu überspannen.

Der große, von Mitte zu Mitte Pfeiler 270 m weit gestützte Stromüberbau ist ein auf Kragarmen gestützter Bogenträger (Abb. 15). Die Überbauten der anderen Öffnungen haben eisernen, unter der Fahrbahn liegende, größtenteils parallelgurtige Träger. Die Stützweiten der über dem linksrheinischen Flutgebiet und über der linken Stromöffnung liegenden Überbauten betragen — von links nach rechts gezählt — 67,95 m, 76,65 m, 79,35 m und 79,80 m. Die Stützweite des die Mülheimer Werft überbrückenden Überbaues mißt 61,28 m.

Der große Stromüberbau hat zwei Hauptträger, deren Mittenabstand 26,2 m beträgt, die seitlichen Überbauten haben fünf Hauptträger, von denen die beiden äußersten vollwandig, die drei mittleren fachwerkartig ausgebildet sind. In der — von links nach rechts gezählten — ersten und dritten Flutöffnung sind in die Hauptträger Gelenke eingeschaltet.

Während die mittleren drei Hauptträger des Überbaues der kleinen Stromöffnung über dem Strompfeiler und die des Überbaues der Mülheimer Werft über dem Uferpfeiler enden, sind die beiden äußersten, doppelwandigen Hauptträger dieser Überbauten kurz vor den Pfeilern in rahmenartige Gebilde aufgelöst, die jenseits der Pfeiler 22 m in die Hauptstromöffnung vorkragen, nach oben streben und in ihren höchsten Punkten

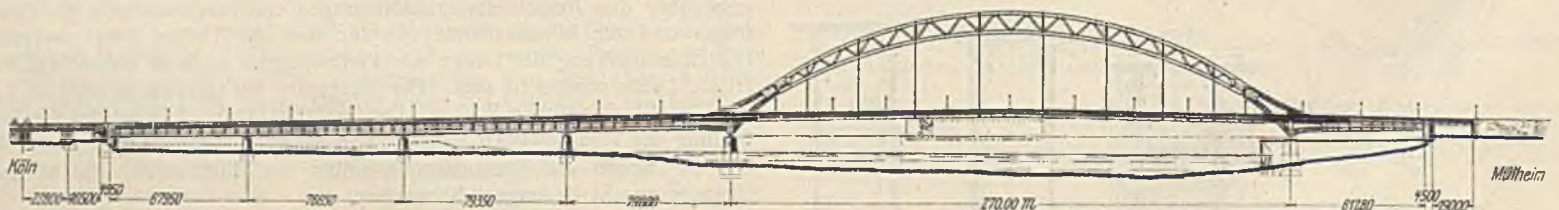


Abb. 15. Entwurf: „Gespannter Bogen“. Übersicht der Brücke.

den gegliederten Bogensichelträgern des großen Überbaues als Widerlager dienen. Der wagerechte Schub der Bogenträger wird durch Zugbänder aufgenommen, die in den Seitenöffnungen an den vollwandigen Hauptträgern an den Stellen angeschlossen sind, an denen die rahmenartigen Gebilde beginnen (Abb. 16). Die Höhe des Bogens in der Brückenmitte beträgt — gemessen von der Oberkante bis zur Unterkante — 11 m. Die Unterkante erhebt sich 39 m über die Fahrbahn.

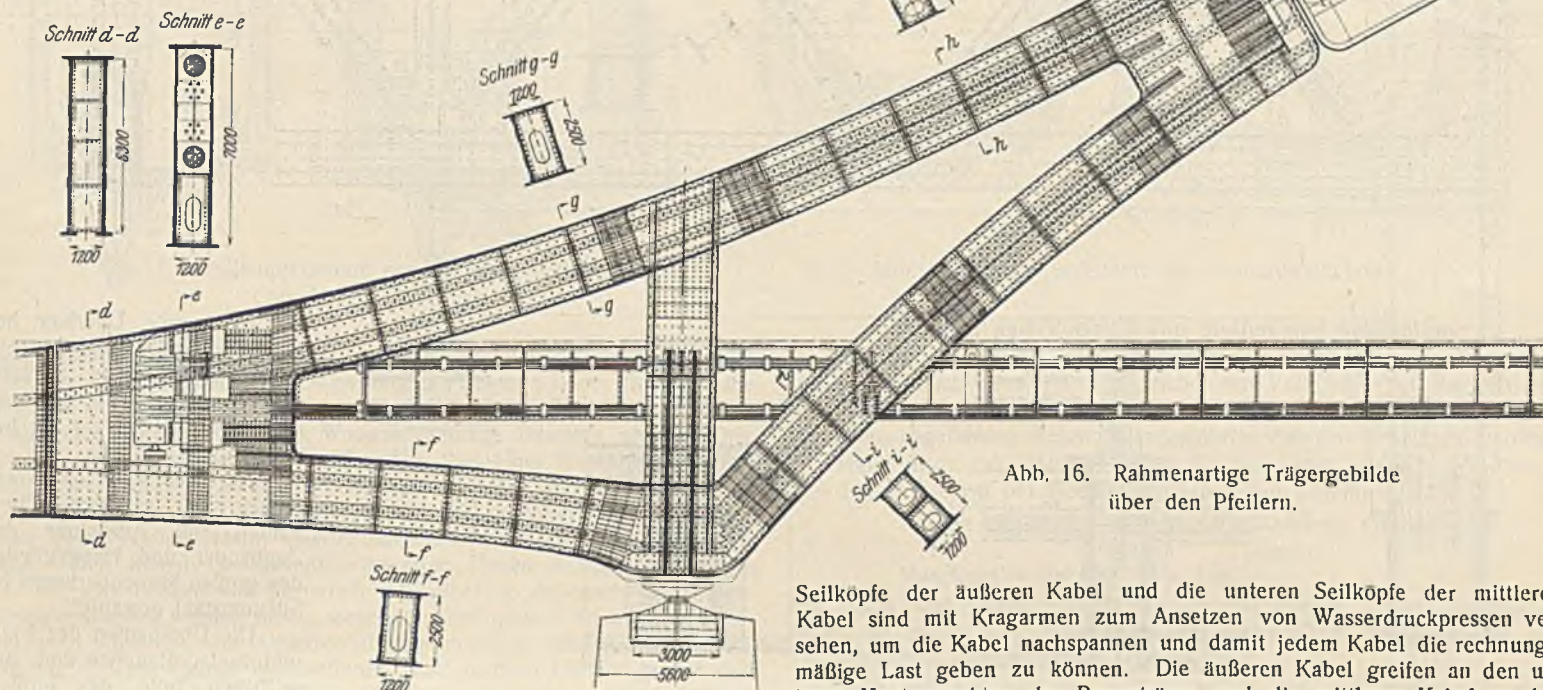


Abb. 16. Rahmenartige Trägergebilde über den Pfeilern.

Für die Ausbildung der Zugbänder, für die Aufhängung der Fahrbahn an den Bogenträgern und für die Gestaltung der Fahrbahn machen die Verfasser ganz neuartige, wohlüberlegte und sehr beachtenswerte Vorschläge.

Jedes der beiden Zugbänder soll aus zwei Kabeln gebildet werden, die mit 1,65 m Mittenabstand übereinander liegen (Abb. 16 u. 17) und aus je sieben, parallel geführten Einzellitzen bestehen. Die Litzen sind Drahtseile der bekannten patentverschlossenen Konstruktion mit einer Festigkeit von  $140 \text{ kg/mm}^2$ , mit einer nahe der Bruchgrenze liegenden Streckgrenze und mit einem Elastizitätsmaß  $E = 1850000 \text{ kg/cm}^2$ . Die sieben Litzen jedes Kabels werden in geringen Abständen durch schmale eiserne Schellen zusammengehalten. Wie schon erwähnt, werden die Zugbänder an den äußersten Hauptträgern der Überbauten der Seitenöffnungen angeschlossen. Zu dem Zwecke werden die sieben Litzen jedes Kabels an dem letzten Querträger vor dem Anschluß auseinandergezogen (Abb. 16) und einzeln in bekannter Weise in Vergußköpfen, die in einem großen Stahlgußkörper vereinigt sind, verankert. Dieser Stahlgußkörper ist ein Wagebalken; er gibt den Zug der Kabel in der Mitte zwischen den letzteren an einen Lagerbock ab, der seine Stützung an einem an die Hauptträgerwände angeschlossenen Längsschott findet. Oben und unten an dem Wagebalken befinden sich Ansätze, an die nach Bedarf Wasserdruckpressen angesetzt werden können. Diese finden ihr Widerlager an Stahlgußkörpern, die sich gegen Verstärkungen der Hauptträgerwände legen. Das Eigengewicht des Wagebalkens wird durch ein kleines Einrollenlager aufgenommen (Abb. 16). Durch die Wasserdruckpressen kann den Bogenträgern, die als Dreigelenkbogen montiert werden und deren Scheitelpunkte erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last geschlossen werden, beim Absetzen die genaue, rechnerische Entfernung ihrer Kämpfergelenke gegeben werden. Außerdem ist es möglich, auch später im Betriebe nach Bedarf die Zugbänder durch die Wasserdruckpressen nachspannen zu können. Zwischen dem Wagebalken und dem Lagerbock in der Mitte können nach Bedarf Ausgleichplatten eingelegt werden. Gegenüber einem aus Walzquerschnitten zusammengesetzten Zugband hat ein Kabelzugband den Vorteil, daß es wesentlich leichter als ersteres ist und daß es keinen Querschnittverlust durch die Nietlochabzüge aufweist.

Als Aufhängeglieder der Fahrbahn am Bogen sind ebenfalls Drahtkabel der patentverschlossenen Konstruktion gewählt worden (Abb. 17). Sie geben — besonders in der Sicht der Längsrichtung der Brücke — ein luftigeres und besseres Bild, bieten dem Winde weniger Angriffsfläche dar als die sonst üblichen, aus Steg und Winkeleisen gebildeten vollwandigen Hängestangen und erfordern im ganzen eine 1,5 m geringere Brückenbreite als die letzteren. Die Fahrbahn ist in den Ebenen der beiden Hauptträger und in der Ebene der Mittellängsachse der Brücke in je acht Punkten, im ganzen also in 24 Punkten aufgehängt (Abb. 15 u. 17). Die Kabel sind unten und oben in Seilköpfen verankert. Die oberen

Seilköpfe der äußeren Kabel und die unteren Seilköpfe der mittleren Kabel sind mit Kragarmen zum Ansetzen von Wasserdruckpressen versehen, um die Kabel nachspannen und damit jedem Kabel die rechnermäßige Last geben zu können. Die äußeren Kabel greifen an den unteren Knotenpunkten der Bogenträger und die mittleren Kabel an den mittelsten Knotenpunkten der fachwerkartigen Querriegel an, die die beiden Bogenträger verbinden. Die Lagerung der Seilköpfe an diesen Stellen ist aus der Abb. 17 zu ersehen.

Der Fahrbahnträgerrost unterscheidet sich von der üblichen Ausbildung dadurch, daß zwei äußere, einwandige Hauptlängsträger und ein mittlerer, doppelwandiger Hauptlängsträger angeordnet sind. An diesen Hauptlängsträgern sind in Abständen von rd. 6 m die Querträger angeschlossen, deren Stützweite durch diese Aufteilung des Fahrbahnträgersrostes auf 13,65 m eingeschränkt wird. Die Querträger stützen die aus I-Trägern gebildeten Nebenlängsträger, die die Belageisen der Fahrbahntafel tragen. Die in den Ebenen der sich gegenüberliegenden Hängekabel angeordneten Querträger sind doppelwandig, die anderen einwandig. Der Längsabstand der Hängekabel beträgt 24,6 bis 30,75 m. Die äußeren Hängekabel greifen unten zwischen den Wandungen der doppelwandigen Querträger und die mittleren Hängekabel zwischen den Wandungen der mittleren doppelwandigen Hauptlängsträger an der Fahrbahn an. Die Lagerung der Seilköpfe an diesen Stellen ist aus der Abb. 17 zu ersehen. Um für das Auge einen guten Übergang zwischen den verhältnismäßig schwachen Hängekabeln und den großen Formen des Bogens und der Fahrbahn zu bilden, sind an den Übergangstellen düsenförmige Körper aus Gußeisen angeordnet.

Zwischen der Fahrbahn des Bogens und der Fahrbahn der Seitenöffnungen sind beiderseits kurz vor der Durchdringung der rahmenartigen Hauptträgergebilde über den Pfeilern Dehnungsfugen angeordnet. An diesen Stellen sind die äußeren Hauptlängsträger an Kragarmen, die an den äußeren rahmenartigen Hauptträgergebilden angeschlossen sind, und die mittleren Hauptlängsträger an auskragenden Teilen des mittelsten Hauptträgers der beiden Seitenöffnungen mit Hängependeln längsbeweglich aufgehängt. Die Längskräfte der Fahrbahn werden nur an den mittleren Hauptlängsträgern übergeleitet, und zwar durch beiderseitig wirkende Flüssigkeitsbremsen, die allmählich eintretenden Formänderungen z. B. durch Wärmeänderung keinen Widerstand entgegensetzen, dagegen bei schnell einsetzenden Belastungen durch Wind oder Bremskräfte wirken.

Die Bogen sind durch einen in der Fläche ihrer Oberkanten liegenden Windverband miteinander verbunden, der bis auf die Kämpfergelenke hinabgeführt ist. Die unteren Gurtungen der Bogen sind durch die in den Querebenen der Hängekabel liegenden Querrahmen an den oberen Verband angeschlossen (Abb. 17). Die Auflagerkräfte dieses Verbandes an den Kämpferpunkten werden durch zwei in den Mittelebenen der beiden Schenkel der rahmenartigen Hauptträgergebilde liegende Zweigelenkhalbportale zu den Lagern auf den Pfeilern geleitet. Der Fahrbahnwindverband liegt zwischen den unteren Zugbandkabeln und den Wasserrohren. Die außen liegenden Hauptlängsträger bilden die Gurtungen dieses Verbandes. An den beiderseitigen Dehnungsfugen ist der Fahrbahnwindverband längsbeweglich mit schnabelförmigen Knotenblechen gelagert

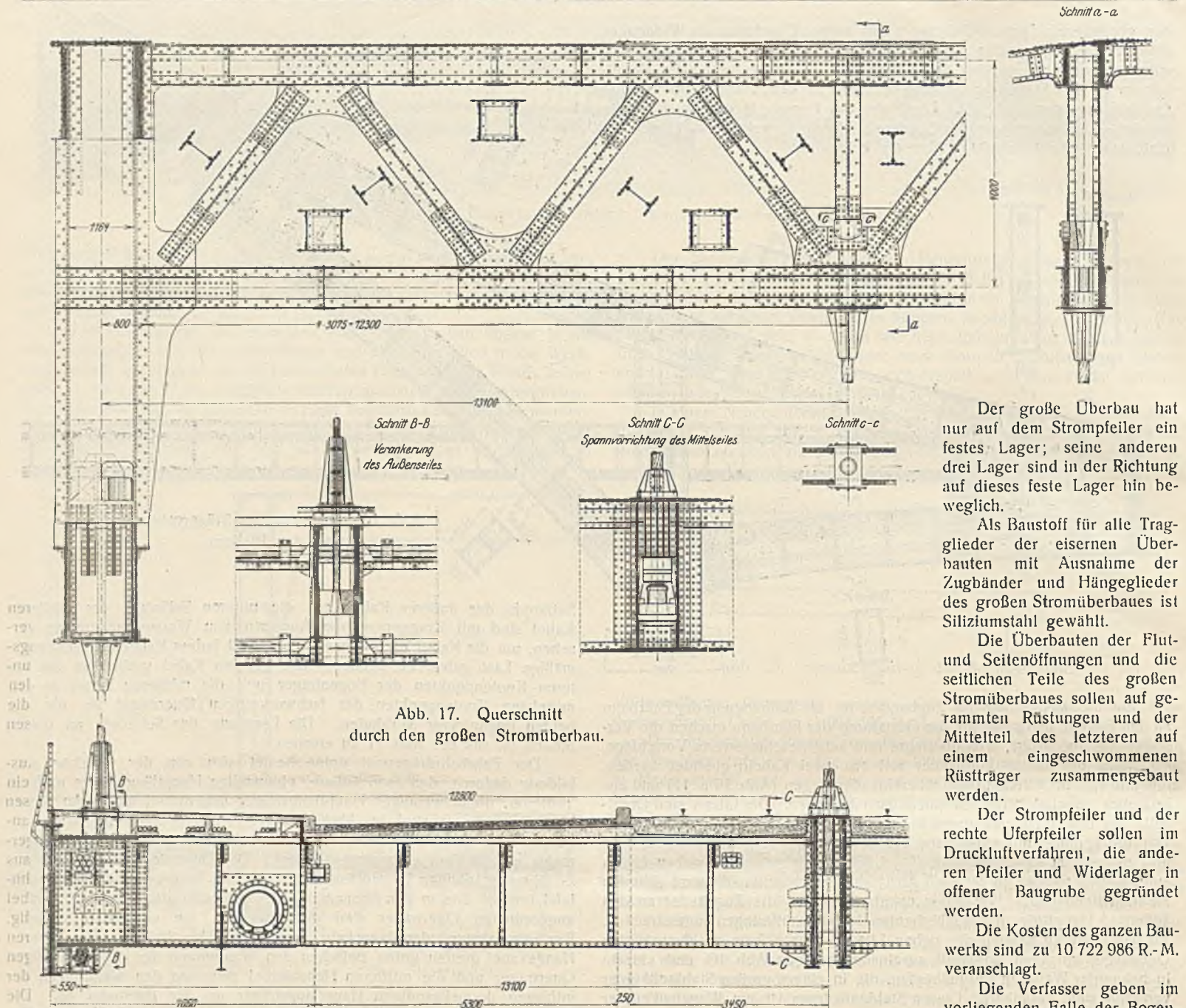


Abb. 17. Querschnitt durch den großen Stromüberbau.

Die größte Durchbiegung des großen Stromüberbaues beträgt trotz des weichen Zugbandgliedes nur 20 cm unter dem Einfluß der Verkehrslast. Dieser günstige Umstand kann entweder unter Beibehaltung der größten zulässigen Steigung der Straße der Bauhöhe oder unter Beibehaltung einer Bauhöhe von 2,9 m der Steigung der Straße zugute kommen.

und der Hängebrücke entschieden den Vorzug, dem ersteren, weil er mit seiner unmittelbar an die Häuser in Mülheim herantretenden Masse das Stadtbild erdrückt, der letzteren, weil sie nur in freier und symmetrischer Lage im Strom ihr an und für sich sehr schönes Bild voll entfalten kann, die Bedingungen hierfür aber an der Brückenbaustelle nicht vorhanden sind.

Der große Überbau hat nur auf dem Strompfeiler ein festes Lager; seine anderen drei Lager sind in der Richtung auf dieses feste Lager hin beweglich.

Als Baustoff für alle Tragglieder der eisernen Überbauten mit Ausnahme der Zugbänder und Hängglieder des großen Stromüberbaues ist Siliziumstahl gewählt.

Die Überbauten der Flut- und Seitenöffnungen und die seitlichen Teile des großen Stromüberbaues sollen auf gerammten Rüstungen und der Mittelteil des letzteren auf einem eingeschwommenen Rüstträger zusammengebaut werden.

Der Strompfeiler und der rechte Uferpfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Die Kosten des ganzen Bauwerks sind zu 10 722 986 R.-M. veranschlagt.

Die Verfasser geben im vorliegenden Falle der Bogenbrücke vor dem Balkenträger

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Stollen für Wasserkraftanlagen.<sup>1)</sup>

### I. Allgemeines.

Für die Ableitung von Wasser verwendet man Stollen meistens dann, wenn der Wasserspiegel sehr tief unter das Gelände zu liegen käme, aber auch noch, wenn das Gelände sehr steil ist, wenn die Gefahr von Rutschungen der äußeren Geländeschichten besteht, und schließlich, wenn die Eisbildung nicht vermieden werden kann.

Man unterscheidet Freispiegelstollen und Druckstollen. Bei den letzteren ist man vom Längsgefälle der Sohle unabhängig, und außerdem kann innerhalb gewisser Grenzen erforderlichenfalls eine größere Wasserführung zugelassen werden, wenn die Anlage als solche vergrößert werden sollte. Druckstollen bieten aber noch den weiteren Vorteil, daß man das ganze Gefälle ausnutzen kann, wenn die Wassermassen in einem künstlichen Seebecken durch Anlage einer Talsperre aufgespeichert sind.

Ein Vergleich zwischen einem zugedeckten Kanal und einem Druck-

stollen ergibt sich bei der Anlage Loch-Leven in Schottland, wo man es vorzog, einen gedeckten Kanal anzulegen. Wäre bei dieser Anlage an Stelle des Kanals ein Druckstollen gebaut worden, dann hätte man rd. 15 m Gefälle gewinnen können. Wenn auch die Anlagekosten des Stollens um fast 100% höher waren als die Kosten für den Kanalbau, so hätte man mit dem Druckstollen eine jährliche Mehrleistung von 900 PS oder von 5 Mill. kWh bei 8500 Betriebsstunden erzielt, so daß die größeren Anlagekosten weit gedeckt worden wären, ohne Berücksichtigung der Unterhaltungskosten für den Kanal, die das Ergebnis noch mehr zugunsten des Druckstollens verbessern. Man sieht daraus, daß es sehr notwendig ist, von Anfang an genaue Vergleichsrechnungen und eingehende Kalkulationen durchzuführen, um solchen Mißgriffen, die mit großen finanziellen Verlusten verbunden sind, zu entgehen.

### II. Abmessungen.

Die Querschnittabmessung eines Stollens ist eine Funktion der Wasserführung und der Geschwindigkeit. Diese ist im Druckstollen am größten. In den bereits in Betrieb befindlichen Anlagen schwankt die

<sup>1)</sup> In der italienischen Zeitschrift „Ingegneria“, Nr. 7 von 1925, findet sich eine umfangreiche Abhandlung über diesen Gegenstand von Gino Veronese, der wir nachstehenden Auszug entnehmen.

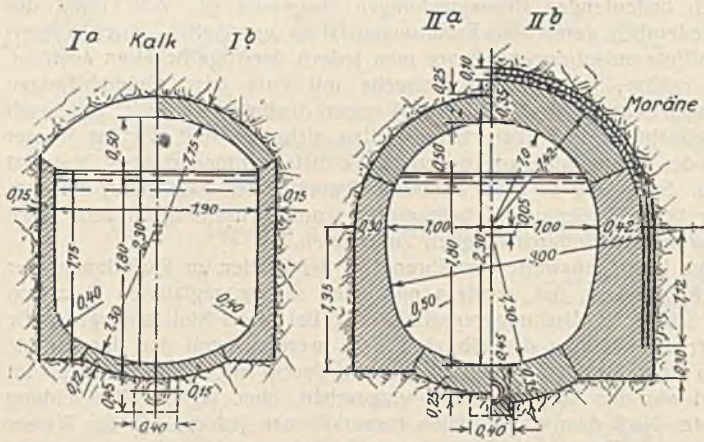


Abb. 1. Stollenquerschnitt der Wasserkraftanlage Chippis a. d. Navisauce.

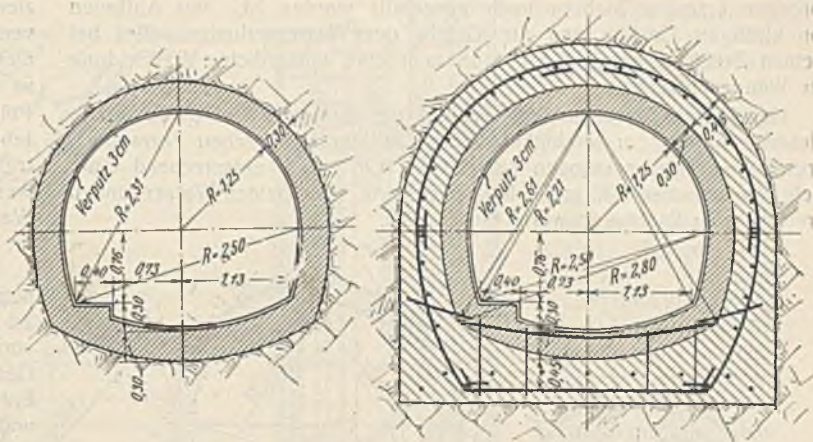


Abb. 3. Stollenquerschnitt des Lontschkraftwerkes.

Wassergeschwindigkeit im allgemeinen zwischen 2 und 2,5 m/Sek., wenn auch Anlagen mit größerer Geschwindigkeit bekannt sind, wie z. B. die Wasserkraftanlage an der Urft, wo im Stollen eine Geschwindigkeit von 2,75 m/Sek. auftritt, und die Wasserkraftanlage Dernière an der Orb, wo die Geschwindigkeit sogar 3,5 m/Sek. bei einer Wasserführung von 20 m³ Sek. beträgt. Man darf jedoch annehmen, daß die Verkleidung des Stollens, die meist aus Beton besteht, bei genügend reinem Wasser, ohne irgendwelche Gefahr, Geschwindigkeiten von 4 bis 5 m/Sek. verträgt. Den hohen Geschwindigkeitswerten stehen jedoch Forderungen der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit gegenüber, so daß nach einem Ausgleich getrachtet werden muß. Besonders bei großen Schwankungen in der vom Quadrate der Geschwindigkeitsänderung abhängigen Wasserführung, die bei kleiner Wasserführung und großem Gefälle größer sind als bei Anlagen mit großer Wasserführung und kleinen oder mittleren Gefallen, muß der zweite Faktor besonders berücksichtigt werden.

Soweit es sich um untere Grenzwerte der Stollenabmessungen handelt, hängen diese nicht von der Wasserführung, sondern von praktischen Gesichtspunkten ab. Das Arbeiten mit dem Bohrgerät sowie der Transport des Abbruchmaterials erfordern eine Mindestbreite von 1,20 bis 1,40 m. Die Höhe dagegen soll mindestens so sein, daß die Arbeiter ihre Tätigkeit stehend verrichten können, was eine Mindesthöhe von 1,80 m bedingt. Unter diese Werte herunterzugehen, bringt nicht nur keine Ersparnis, sondern erhöhte Kosten.

Querschnittformen nach Abb. 1, die den Stollen der Wasserkraftanlage Chippis in Wallis mit 3,6 m² Fläche und 6 m³/Sek. Wasserführung darstellt, werden heute nur mehr für kleinere Abmessungen gewählt, während man früher solche Formen auch für größere Wasserführung empfahl (vergl. Stollen der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs, Abb. 2). Diese Querschnittform darf jedoch nur in Freispiegelstollen angewendet werden und im festen Gebirge, wo man keine Verkleidung des Stollens anzubringen braucht.

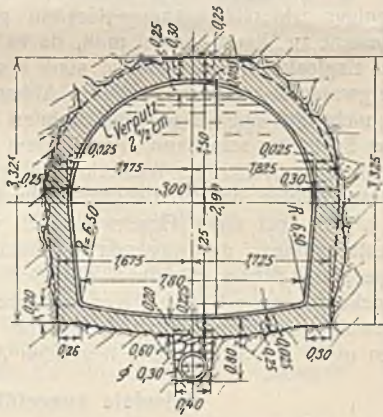


Abb. 2. Stollenquerschnitt der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs.

Bei den neueren Anlagen zieht man dagegen runde Querschnittformen vor, die in der Ausführung nur wenig teurer zu stehen kommen als die anderen Formen. Bei gleichem Querschnitt haben sie einen geringeren benetzten Umfang und einen besseren hydraulischen Wirkungsgrad. Sie stellen zudem statisch die beste Lösung dar.

Ist man gezwungen, einen Querschnitt nach Abb. 1 auszuführen, dann müssen die Ecken gut ausgerundet werden, zwar nicht deshalb, weil sie irgend einen Einfluß auf die Abflußverhältnisse haben, sondern weil sie zur Zeit geringer Wasserführung Ursache von Sand- und Schlammablagerungen sein können.

Die Anlage eines erhöhten Gehweges auf der einen oder anderen Seite, wie einer beispielsweise beim Stollen des Lontschkraftwerkes (Abb. 3) zu Besichtigungszwecken ausgeführt wurde, hat wenig Sinn, da die Kosten nur erhöht werden und der hydraulische Wirkungsgrad des Querschnitts verringert wird. Ist die Stollenhöhe zudem auch noch gering, dann ist ein Verkehr nur in gebückter Stellung möglich, wobei überdies die Ausführung erschwert wird.

III. Bau und Vortrieb von Stollen und Schächten.

Der Bau von Stollen für Wasserkraftanlagen bietet keine Besonderheiten, und auch betreffs des Vortriebes mit Voll- oder Teilausbruch mit nachfolgendem Vollausschub darf auf den Bau gewöhnlicher Stollen und die unten angeführten Beispiele ausgeführter Anlagen verwiesen werden.

Hinsichtlich des Vortriebes von Stollen seien einige Zahlen über den Tagesfortschritt bei 24-stündiger Arbeitszeit angeführt:

- Bohren von Hand 1,20 m im mittelharten Gestein
- 0,50 m harten
- Maschinelles Bohren 2 bis 5 m.

Bei Gneis und Granit sinken die Tagesleistungen jedoch bedeutend herab, so wurde beim Bau des Schnalsbachstollens im Gneis nur ein Tagesfortschritt von 0,25 m erzielt.<sup>2)</sup>

Auch auf das Abteufen von Schächten zur Schaffung von Angriffstellen für den Stollenvortrieb, wie das beispielsweise beim Bau des Stollens für die Wasserkraftanlage Kander bei Spiez ausgeführt wurde, braucht hier nicht eingegangen zu werden, weil sich keine neuen Gesichtspunkte gegenüber den gewöhnlichen Schachtbauten ergeben. Höchstens daß solche Schächte mitunter integrierende Bestandteile einer Anlage werden, wie beispielsweise bei den Anlagen Schnalstal, Biaschina und Catshill (vergl. Beispiele ausgeführter Anlagen).

IV. Stollenauskleidung.

Die Querschnittform steht immer im engsten Zusammenhang mit der Beschaffenheit und den Abmessungen der Stollenauskleidung, die meist auch noch den Zweck hat, die Sicherheit des Stollens gegen äußere Drücke zu vergrößern.

Es ist klar, daß diese Sicherheit am größten ist und mit einem Mindestaufwand von Material erreicht wird, wenn die Stollenauskleidung dem Verlauf des Kräftepolygons der äußeren Drücke folgt. Da die Bestimmung dieser Kräfte nur schwer genau durchzuführen ist, darf mit den Abmessungen nicht gespart werden, besonders dann nicht, wenn es sich um größere äußere Drücke handelt, die ihre größte Wirkung dann haben, wenn der Stollen leer ist.

Die Stollenauskleidung hat aber nicht nur den Zweck, die Sicherheit und Standfestigkeit des Stollens zu gewährleisten, sondern sie soll auch die Undurchlässigkeit herstellen und die Rauigkeit herabmindern. Aus letzterem Grunde werden Stollenauskleidungen auch bei Freispiegelstollen verwendet, wie dies beispielsweise bei dem Stollen der Wasserkraftanlage Biaschina (Abb. 4) der Fall ist, wo durch den Beton nur der durch das

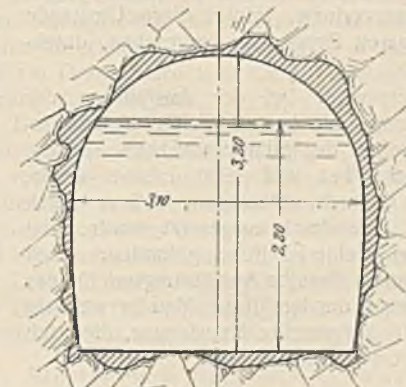


Abb. 4. Stollen der Wasserkraftanlage Biaschina.

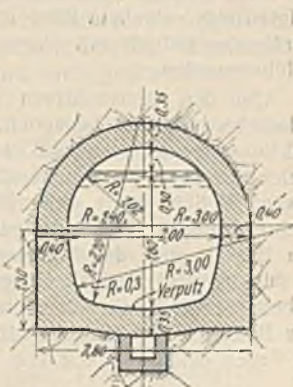


Abb. 6. Stollen der Wasserkraftanlage Burglauenen.

<sup>2)</sup> Vergl. hierzu Randzio, „Die Bautechnik“ 1923, Heft 39, S. 398.

Sprengen erzeugte Mehrausbruch ausgefüllt worden ist. Bei Auftreten von klüftigem Gestein, wo die Gefahr des Wasserverlustes selbst bei kleinen Drücken sehr groß ist, muß man eine wasserdichte Auskleidung der Wände anwenden.

Hinsichtlich der Rauigkeit sei auf die Anlage Kubel (Abb. 5) verwiesen, wo sich der Rauigkeitsbeiwert in der Kutterschen Formel auf Grund von Flügelmessungen zu 0,20 bis 0,26 ergab, entsprechend einer Tiefe, die zwischen 1,35 und 0,40 m schwankte. Bei kleinen Wasserständen erreichte man Rauigkeitswerte bis zu 0,40.

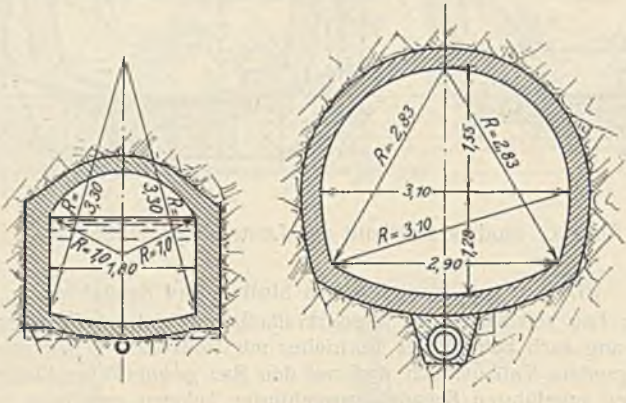


Abb. 5. Wasserkraftanlage Kubel, St. Gallen.

Das beste Material für die Stollenauskleidung ist zweifelsohne Beton, der zwischen der Schalung und dem gereinigten Gestein, das verschiedentlich auch mit Zementmilch bestrichen wird, einzubringen ist. Die Reihenfolge der Betonierung ist meist: Seitliche Wandungen, Scheitel und zum Schluß Sohle. Bei kurzen Stollenlängen wird die Schalung von hölzernen Balken getragen, bei längeren Strecken verwendet man dagegen meist eiserne Träger, die auch dann von Vorteil sind, wenn der zur Verfügung stehende Raum beschränkt ist. Auch geht das Aufstellen und Abbauen der Gerüste bei Verwendung von Eisen leichter vonstatten als bei Holz, und zudem kann das Material anderweitig wieder verwendet werden. Der noch nicht abgebundene Beton muß sorgfältig vor Auswaschung geschützt werden, weshalb Quellen und Wasseradern mittels Rohre gefaßt oder zur Sohle abgeleitet werden, wo sich meist ein Sammelrohr oder Kanal befindet (Abb. 2 u. 5). Das Wesentlichste ist die Herstellung eines innigen Verbandes zwischen Beton und Fels, da es sonst zu Rissebildungen kommt, die sich im Druckstollen durch ständigen Wasserverlust bemerkbar machen. Das Einbringen des Betons gestaltet sich besonders im Stollenscheitel sehr schwierig, da diese Arbeit hier im wagerechten Sinne ausgeführt werden muß. Selbst mit sehr geschickten Arbeitern fallen diese Arbeiten, infolge der Schwierigkeit in der Herstellung des innigen Zusammenhanges zwischen Ausbruchschale und Beton, meist ungenügend aus. Bei der Wasserkraftanlage Albula, wo diese Arbeiten sehr sorgfältig ausgeführt worden waren, wurde nach Abbruch eines Teiles der Gewölbeverkleidung festgestellt, daß zwischen der äußeren Oberfläche der Betonschale und dem gesunden Fels über die ganze Ausdehnung hin ein Zwischenraum von 1 cm vorhanden war. Diesem Übelstande wurde durch Einpressung von flüssigem Zement abgeholfen.

Bei den ersten ausgeführten Anlagen glaubte man auf den innigen Zusammenhang von Fels und Beton keine besondere Sorgfalt legen zu müssen, ja, man stellte sogar zum Abfluß des Sickerwassers zwischen der Betonschale und dem Ausbruchquerschnitt meist Trockenmauerwerk her. Als beachtenswertes Beispiel sei der Engelsbergstollen bei Luzern angeführt, der für 8 m Druck geplant war und in Fels zwischen Moränenschichten erbaut worden ist. Infolge des fehlenden Zusammenhanges zeigten sich sehr bald Risse und Wasserverluste. Infolge dieser Umstände mußte der Betrieb mit einem geringeren Druck, als vorgesehen, durchgeführt werden.

Um den konstruktiven Schwierigkeiten bei der Ausführung der Scheitelgewölbe zu begegnen, hat man mit bestem Erfolg Kunststeinblöcke verwendet, so z. B. beim Stollen der Simme und von Brasilly, welch letzterer 9 m<sup>2</sup> Querschnittfläche hat und 1900 erbaut wurde. Dieser Stollen wurde einer Prüfung dadurch unterzogen, daß er durch mehrere Monate einem bedeutenden Innendruck ausgesetzt wurde. Bei der Besichtigung des Stollens wurden keinerlei Risse gefunden. Auch in dem Stollen der Mohnetalsperre wurde dieselbe Ausführungsart für das Scheitelgewölbe mit sehr gutem Erfolge durchgeführt. Man verwendete aus Beton im Mischungsverhältnis 1:6 hergestellte Kunststeine, die nach 22 Tagen eine Festigkeit von 134 kg/cm<sup>2</sup> erreicht hatten.

#### Wasserundurchlässigkeit der Stollenauskleidung.

Gewöhnlicher Beton im Mischungsverhältnis 1:6 bis 1:10 mit Kieseinlagen bis 60 mm Korngröße besitzt nicht genügende Wasserundurchlässigkeit, weil er bei den gewöhnlichen Abmessungen von 0,20 bis 0,40 m

ziemlich bedeutenden Beanspruchungen ausgesetzt ist. Auf Grund der verschiedentlich gemachten Erfahrungen ist es unerlässlich, einen wasserdichten Putz aufzubringen. Bevor man jedoch derartige Arbeiten ausführt, ist es ratsam, verschiedene Versuche mit Putz oder undurchlässigen Präparaten anzustellen, um vor Wasserverlust, die sich erst nach Inbetriebnahme des Stollens herausstellen, sicher zu sein. Ist das Wasser trübe oder verunreinigt, so können die Verluste vermindert bzw. begrenzt werden. So gelang es beim Lötschkraftwerk, durch Sägespäne, die dem Wasser beim Stolleneinlauf beigemischt wurden, nachträglich sehr rasch die gewünschte Undurchlässigkeit zu erzielen.

Eine bemerkenswerte Ausführung ist der Stollen zu Raabklamm, der keine Auskleidung hat, sondern nur einen sauber geglätteten Putz von 2,5 cm Stärke im Mischungsverhältnis 1:3. Bei dieser Stollenanlage durfte von der Auskleidung deshalb abgesehen werden, weil das durchquerte Gestein sehr hart ist und der höchste Druck nur 2,5 m beträgt. Im Entwurf war nur Ausbruch allein vorgesehen, ohne jegliche Verkleidung und Putz. Nach dem ersten Füllen bemerkte man jedoch, daß das Wasser durch kleine Risse und Spalten verschwand und daß ferner einzelne Gesteinspartien, die durch das Wasser ausgelaugt worden waren, das Bestreben zeigten, sich in Bewegung zu setzen. Um dies zu vermeiden, wurde der ganze Stollen genau besichtigt, die nicht kompakten Stellen sowie die Vorsprünge abgetragen, um die Anbringung des Putzes nach vorheriger gründlicher Reinigung durch Wasserstrahlen möglich zu machen. Da der Zweck im vollen Umfange erreicht wurde, kann diese äußerst wirtschaftliche Lösung für Innendrucke bis 8 und 9 m und für sehr widerstandsfähiges Gestein empfohlen werden.

Nicht weniger gefährlich ist für die Stollenauskleidung der äußere Wasserdruck, der sich dann einstellt, wenn seine Piezometerlinie über jener des inneren Wasserdruckes liegt, oder wenn der Stollen entleert wird, oder wenn aus irgend einem Betriebsgrunde der Stollen ohne den vorgesehenen Druck bleibt.

Die beste Lösung zur Verhütung des dauernden Wasserstromes entlang der äußeren Leibung der Stollenauskleidung sind Einpressungen von flüssigem Zement, die das ganze Trockenmauerwerk, falls ein solches besteht, in einen festen und widerstandsfähigen Beton verwandeln. Auf Grund der Besichtigung des Albulastollens ergibt sich, daß diese Zementeinpressungen auch die Spalten und Risse im Fels auf einige Meter ausfüllen und somit wasserundurchlässig machen. Diese Art der Bauausführung ist allerdings sehr teuer, weshalb man sie nur dann zur Anwendung bringt, wenn sie unerlässlich wird. Bevor diese Einpressungen vorgenommen werden, müssen die beim Vertrieb unumgänglichen Sickerkanäle und Rohre geschlossen werden.

Schließlich sei daran erinnert, daß man, im Falle der Stollen durch weniger widerstandsfähiges Gestein geführt werden muß, mit großer Vorsicht zu Werke gehen muß, da es sehr leicht vorkommen kann, daß bei Explosionen das Gelände stark erschüttert und damit der Abfluß des Bergwassers gegen den äußeren Abhang hin unterstützt wird, der, wenn er nicht gut entwässert und drainiert ist, leicht Grund für das Gleiten von Schichten sein kann. Aus diesem Grunde wurde das Einpressen von Zement im Stollen der Wasserkraftanlage Burglauenen (Abb. 6) angewendet. Dieser Stollen hat ein Längsgefälle von 2,5 ‰, eine Wasserführung von 7 m<sup>3</sup>/Sek. bei einer Geschwindigkeit von 2,15 m<sup>3</sup>/Sek. Er führt durch Gesteinszonen, die nirgends widerstandsfähig sind. Man schuf daher eine starke Mauer, die durch eine Schicht geteerten Kartons, hinter denen Trockenmauerwerk steht, wasserundurchlässig gemacht wurde. Von der Gewölbeverkleidung führen die Rohre für das Sickerwasser weg, die in den unter der Stollensohle liegenden Abflußkanal mündeten.

#### Beispiele ausgeführter Anlagen.

##### A. Stollen der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs (Abb. 7).

Der Einlauf in den Stollen geschieht durch vier Öffnungen von 4 m l. W. und 2,85 m Höhe, die durch 1,613 m starke Pfeiler getrennt sind. Nach etwa 20 m ist der Übergang in das normale Stollenprofil (Abb. 2), das ein Längsgefälle von 1 ‰ aufweist, vollzogen.

Unterstellt man eine Rauigkeitszahl von  $n = 0,34$  (Kuttersche Formel), dann ergibt sich die Wassermenge zu  $Q = 15,35$  m<sup>3</sup>/Sek., während sich nach Inbetriebnahme des Stollens eine Wasserführung zwischen 18 und 19 m<sup>3</sup>/Sek. herausstellte. Mit anderen Worten, die tatsächliche Wasserführung war um 20 ‰ größer als die in Rechnung gesetzte. Die Rauigkeitszahl muß nun, um denselben theoretischen Wert zu bekommen, zu 0,20 festgesetzt werden. Diese Annahme war mit Rücksicht auf die saubere Ausführung des Glattriches einerseits und die Unmöglichkeit von Ablagerungen und Inkrustationen (infolge der Geschwindigkeit von 2 m/Sek.) andererseits zutreffend.

Um bessere Aufschlußmöglichkeiten zu erhalten, wurde zunächst ein Fensterstollen angelegt. Mit Beginn der eigentlichen Bauarbeiten wurde dann ein weiterer Stollen in Angriff genommen, womit nunmehr sechs Vortriebstollen geschaffen waren. Der Fensterstollen bot noch einen weiteren Vorteil durch die erleichterte Wasserabfuhr während des Baues. Während beim ersten Stollen der Vortrieb von Hand bzw. mittels

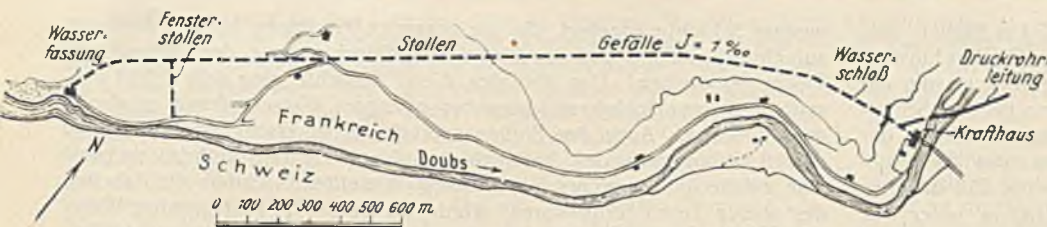


Abb. 7. Lageplan der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs.

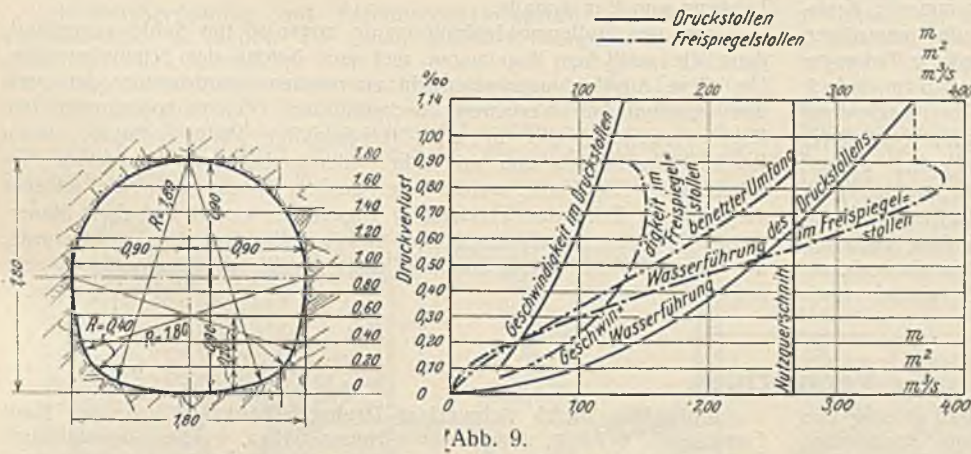


Abb. 9.

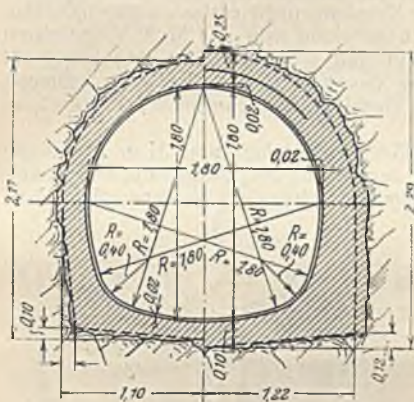


Abb. 8. Stollen der Wasserkraftanlage Chur.

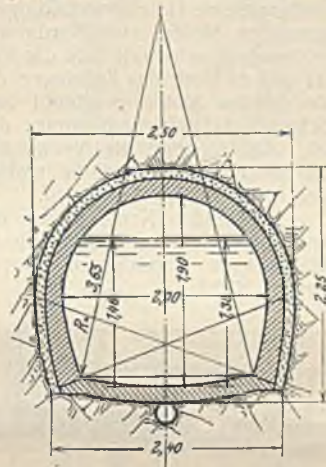


Abb. 10. Stollen der Wasserkraftanlage Albula.

elektrischer Kraft geschah, verwendete man für die Vortriebarbeiten des zweiten Stollens Preßluftschlämmer. Die Stollenarbeiten, die am 1. Oktober 1907 begonnen wurden, gelangten am 15. April 1909 zum Abschluß, wobei die Tagesleistung durchschnittlich 1,50 m betrug. Das Stollenprofil ist durchweg mit Beton im Mischungsverhältnis 1:9 verkleidet; die Dicke der Verkleidung schwankt zwischen 0,25 und 0,35 m. Um einen möglichst innigen Zusammenhang der Betonschale mit dem Fels zu erreichen, wurden hauptsächlich hinter das Gewölbe Zementeinpressungen gebracht.

**B. Stollen für die Wasserkraftanlage der Stadt Chur.**

Die Ausbruchfläche des 2470 m langen Stollens, dessen Querschnitt in Abb. 8 dargestellt ist, beträgt 4 m<sup>2</sup>, der nutzbare Querschnitt hat 2,70 m<sup>2</sup> Fläche. Mit dem Längsgefälle von 1,14‰ ergibt sich eine Wasserführung von 3,80 m<sup>3</sup>/Sek. für den Freispiegelstollen und von 3,60 m<sup>3</sup>/Sek. für den Druckstollen (Abb. 9).

Die Verkleidung des Stollens weist eine geringste Stärke von 18 cm auf. Zur Erreichung eines guten Zusammenhanges zwischen Fels und der Betonschale wurden auf die ganze Länge Zementeinpressungen mit 2,5 t Druck ausgeführt. An den Stellen, an denen die durchquerten Schichten Moränencharakter aufwiesen, gelangte ein verstärktes Profil zur Ausführung, das in Abb. 8 rechts dargestellt ist.

Für den Stollenvortrieb, der mit Druckluftschlämmern ausgeführt wurde, schaffte man durch drei Fensterstollen im ganzen acht Angriffstellen. Mit einem Tagesfortschritt von 2,50 bis 3,50 m konnten die Arbeiten, die im Februar 1913 begonnen wurden, im März des darauffolgenden Jahres zu Ende geführt werden. Zunächst wurden die Seitenwände betoniert, dann das Scheitelgewölbe, und zum Schluß wurde die Sohle eingezogen, um das Druckwasser während des Baues leicht abführen zu können.

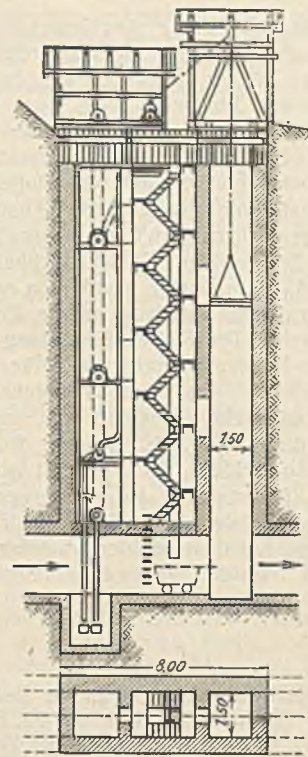


Abb. 11. Wasserkraftanlage Kander. Schachtanlage für Stollenvortrieb.

**C. Stollen für die Wasserkraftanlage Albula (Abb. 10).**

Der Stollen für diese Wasserkraftanlage, die in den Jahren 1908 bis 1910 erbaut wurde, hat eine Länge von 1377 m. Mit dem Längsgefälle von 0,80‰ und einem nutzbaren Querschnitt von 7 m<sup>2</sup> ergibt sich eine Wasserführung von 15 m<sup>3</sup>/Sek. Der parallel den Berghängen geführte Stollen liegt im Kalkgestein verschiedenster Beschaffenheit, wie Dolomit, Kieselkalk usw. Teilausbruch mit darauffolgendem Vollausschub wurde nur im wenig tragfähigen Fels durchgeführt, während im gesunden und widerstandsfähigen Fels

der Vollausschub sich als die wirtschaftlichere Lösung herausstellte. Durch acht Fensterstollen wurden 18 Angriffstellen geschaffen. Das zufließende Wasser wurde durch ein Rohr von 30 cm l. W. abgeführt, wo es sehr reichlich auftrat, und durch ein solches von 10 cm l. W., wo der Andrang des Wassers nicht so stark war.

Vor Ausführung der Stollenverkleidung wurde der gesunde Fels gereinigt und mit Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1:5 verputzt, womit man sehr gute Ergebnisse erzielte. Im schiefrigen Gestein beträgt die Betonstärke 0,25 m, in widerstandsfähigeren Teilen 0,15 m. Der Innenputz wurde in 2 mm Stärke im Mischungsverhältnis 1:1 hergestellt und dann sorgfältig geglättet. Um einen möglichst vollkommenen Zusammenhang zwischen Fels und Stollenauskleidung zu erreichen, wurden die gebräuchlichen Zementeinpressungen ausgeführt.

Bei dem Ausbruch dieses Stollens war nur eine Schwierigkeit zu überwinden, und zwar gerade an der Stelle, an der die Arbeiten infolge der etwa 60 m entfernten Räticonbahn mit größter Sorgfalt ausgeführt werden mußten. Man stieß auf eine Quelle von 50 Sekundenlitern. Die Wassermenge sank jedoch sehr bald auf die Hälfte. Da man jedoch unbedingt im Trockenen arbeiten mußte, blieb nichts anderes übrig, als eine entsprechende Drainage durchzuführen, um so mehr als hier das Gebirge sehr stark zerklüftet war und Spalten von 1 bis 1,50 m Breite aufwies. Da ein Vollausschub an dieser Stelle unmöglich war, wurde zunächst ein Versuchstollen von 0,90 · 1,10 m Ausmaß vorgetrieben, worauf der Vollausschub durchgeführt wurde. Die Stärke der Betonverkleidung wurde in dieser Strecke auf 70 cm vergrößert. Außerdem wurde noch eine Eisenbewehrung vorgesehen.

**D. Stollen der Wasserkraftanlage Kander bei Spiez.**

Im Gegensatz zu den bisher erwähnten Stollenbauten wurden bei dieser Anlage Schächte abgeteufelt, um eine größere Anzahl von Angriffstellen zu schaffen. An den 2592 m langen Freispiegelstollen schließt sich ein Druckstollen von 4,53 m<sup>2</sup> Querschnitt und einer größten Wasserführung von 6 m<sup>3</sup>/Sek.

Der abgeteufelte Schacht wurde nach Abb. 11 ausgeführt, um eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die seitlichen Drücke zu erreichen, die vom Moränenschutt herrührten, der unter dem Einfluß der Luft zum Gleiten kam und bedeutende Drücke auf die Wandungen ausübte. Unter solchen Umständen gestalteten sich die Vortriebarbeiten sehr langwierig, und die Ausbruchstellen mußten sofort stark verbolzt werden.

Die Stollenverkleidung wechselte entsprechend der Beschaffenheit des Gebirges. Das Scheitelgewölbe wurde, wie bereits oben erwähnt worden ist, aus eigens hergestellten Kunststeinen hergestellt.

**E. Stollen von Roidont der Wasserleitung von Catshill für die Stadt New York.**

Die Verwaltung der Wasserleitung von New York begann um 1909 mit der Anlage von 116 km Leitungen, die nicht nur wegen ihrer Länge bedeutend sind, sondern auch wegen der großen Wasserführung von

26 m<sup>3</sup>/Sek. Auf dieser langen Strecke sind insgesamt 7 km Stollen ausgebildet, die teilweise auch als Dücker unter zahlreichen Flüssen hinwegführen. Bei einem dieser Dücker handelt es sich beispielsweise um die Querung eines sehr breiten Flußbettes, das voll eiszeitlicher Schutt-ablagerungen ist und sich etwa 92 m unterhalb der Piezometerlinie der Wasserleitung befindet. Um ein Gestein zu erreichen, das diese gewaltigen Drücke aufnehmen konnte, mußte die Stollennachse 215 m unter die vorerwähnte Piezometerlinie gelegt werden und 130 m unter den Grundwasserspiegel. Der Stollenscheitel war demnach einem Druck von 85 m ausgesetzt. Um bei größter Wirtschaftlichkeit den größten hydraulischen Wirkungsgrad zu erreichen, wurde ein vollkommener Kreisquerschnitt gewählt, der besser als jede andere Form den gewaltigen äußeren Drücken widersteht. Die Stollenauskleidung wurde in Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 mit einer mittleren Stärke von 42,5 cm, jedoch ohne Innenputz durchgeführt. Die Undurchlässigkeit der Auskleidung erreichte man durch Zementeinpressungen, die mit ganz besonderer Sorgfalt ausgeführt wurden. Wo Fels in einer Beschaffenheit auftrat, daß er während des Auskleidens auch gebolzt werden mußte, ging man von der hölzernen Rüstungsweise ab und verwendete Eisen. Durch Anlage zweier seitlicher Schächte, die nachher die Verbindung zwischen Dücker- und oberem Kanal herstellten, wurden die erforderlichen Angriffstellen geschaffen. In der Nähe dieser Schächte wurden noch

weitere Schächte angelegt, die die gesamten Maschinen für den Ausbruch aufnehmen mußten und der Materialbeförderung sowie der Lüftung und Trocknung dienten. Das Abteufen dieser Schächte ging sehr leicht vonstatten, da nur Schieferschichten bei geringem Wasserandrang zu durchqueren waren. Auch der Stollenausbruch schritt rasch vorwärts, wobei eine Arbeitergruppe den Ausbruch der oberen Hälfte ausführte, während eine zweite Arbeitergruppe die Rüstung herstellte. Nachdem die Arbeiten des oberen Teiles fertig waren, wurde der untere Teil in gleicher Weise in Angriff genommen. Das Bohren und Sprengen ging glatt vor sich, da das Gestein nicht sehr hart war, so daß man innerhalb 24 Stunden eine Leistung von 2 m erzielte.

Von der Stollenauskleidung wurde zunächst die Sohle ausgeführt, dann die seitlichen Wandungen und zum Schluß das Scheitelgewölbe. Um diese Auskleidung wasserdicht zu machen, wurde außer den nach den gewöhnlichen Verfahren durchgeführten Zementeinpressungen ein Rohr verwendet, das in eine rechtwinklige Platte endigte, deren Ränder umgebördelt und mit sehr widerstandsfähigem Kautschuk versehen war. Die Platte wurde unter großem Druck gegen die schlecht ausgeführten Teile der Verkleidung angepreßt, worauf zwischen Mauerwerk und Platte mittels des Rohres flüssiger Zement eingebracht wurde, der dann in die Poren eindrang und die Wand wasserundurchlässig machte.

### Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Februar erschienene Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kuryllo: Eisenbetonkonstruktionen beim Wiederaufbau des Königlichen Schlosses „Wawel“ in Kraków. — Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Berechnung und Bewehrung von Eisenbetonbalken. — Dr.-Ing. A. Ritter: Die Schubsicherung bei Eisenbetonbalken. — Obergeringieur K. Hajnal-Konyi: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonbalken. — Privatdozent Dr.-Ing. Troche: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Winterarbeit am Androskoggin-Staudamm.

**Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen** (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Hans L. Menzel: Studentenhäuser. — Architekt Richard Sackur: Der zeitgemäße Backsteinbau.

**Mölenbau durch Schwerlast-Drehscheibenkrane.** In der Stadt Constitución in Chile, dem früheren Nueva Bilbao, werden augenblicklich umfangreiche Hafenerweiterungen vorgenommen. Zunächst werden zwei gewaltige Molen, eine Nordmole und eine Südmole, errichtet. Der Bau ist insofern schwierig, als die Küste am Stillen Ozean dort sehr zerklüftet ist und dadurch das Zubringen der Baustoffe nicht einfach wird. Der Bau der beiden Molen geschieht durch je einen von der M. A. N. gebauten Schwerlast-Drehscheibenkran, der in Abb. 1 in zwei Ansichten dargestellt ist. Abb. 2 zeigt die Verwendung des Kranes zum Bau der Südmole. Im Hintergrunde liegt die andere Baustelle der Nordmole, die auch in der Abb. 3 dargestellt wird.

Die beiden Krane haben je 45 t Tragfähigkeit und 31 m Ausladung und werden durch besondere in den Auslegern untergebrachte Dampfkraftanlagen angetrieben. Das Eigengewicht eines Kranes ohne Last beträgt 210 t.

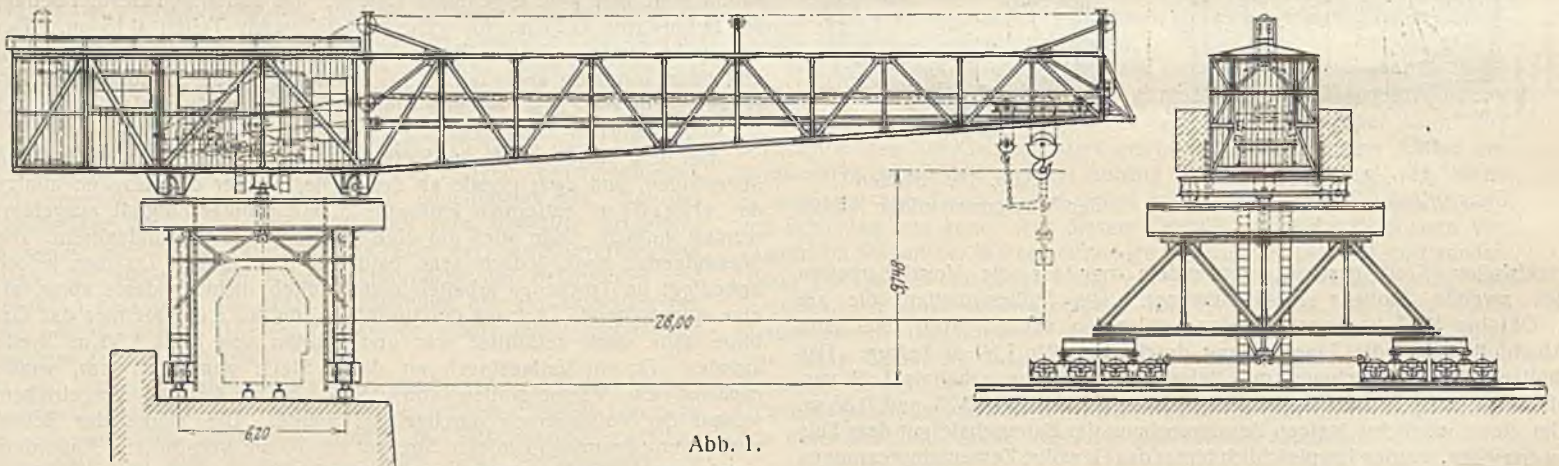


Abb. 1.

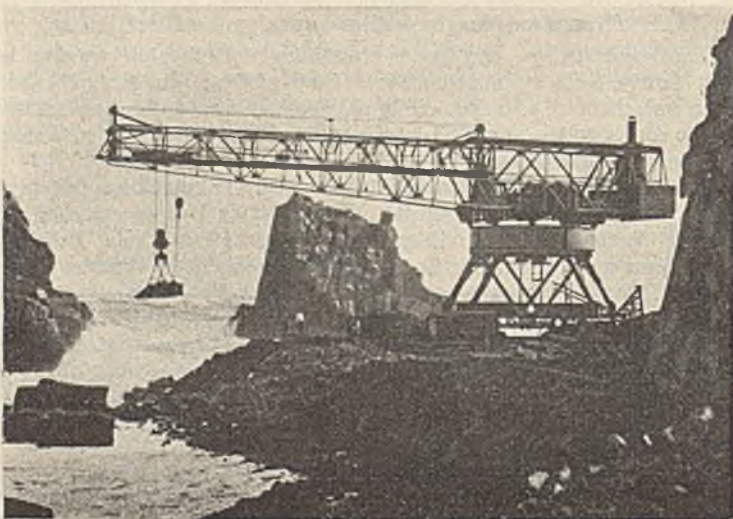


Abb. 3.

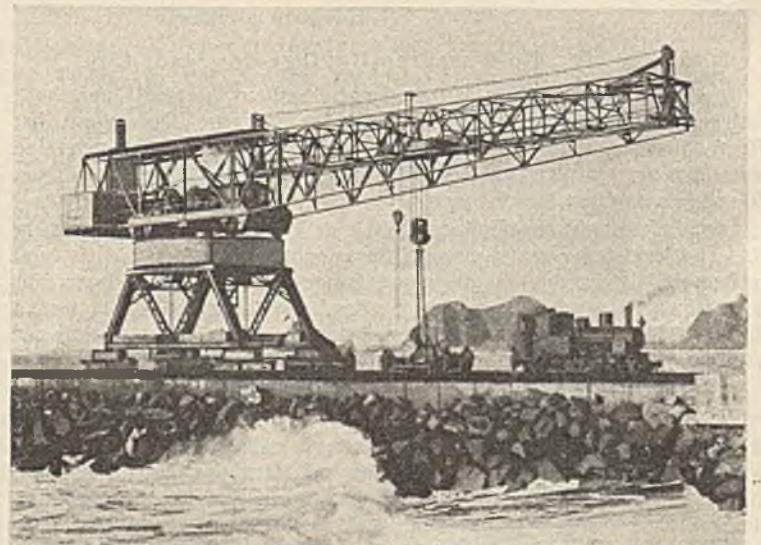


Abb. 2.



Das Steinmaterial für den Unterbau wird in kleineren Eisenbahnwagen bis an einen Kran herangefahren. Vom Kran wird dann ein ganzer Wagen mit Inhalt gefaßt, mittels des drehbaren Auslegers bis über die im Wasser aufzufüllende Stelle geschwenkt, gekippt und ausgeschüttet. Nachdem auf diese Weise ein fester Baugrund geschaffen ist, werden ebenfalls von den Kranen Betonblöcke von 5 m Länge, 2 m Breite und Höhe, einem Gewicht von 45 t entsprechend, an den Baustellen eingesetzt und zu einer Mauer zusammengefügt, wobei die Unterwasserarbeiten von Tauchern ausgeführt werden. Auf den so hergestellten Dammstücken fahren die Krane beim weiteren Bau in die See hinaus und bauen die Molen vor sich auf.

Dipl.-Ing. Riedig.

**Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke in Sevilla.** Die genannte Brücke überquert den Guadalquivir in einer Gesamtlänge von 238 m und hat eine größte Öffnung von 50 m, die von einem eisernen Oberbau überspannt wird. Die Seitenöffnungen haben je 45 m Spannweite und sind in Eisenbeton ausgeführt, ebenso die auf beiden Ufern angeordneten Landöffnungen von je 15 m Spannweite. Die Fahrbahn ist 10 m breit, die auf beiden Seiten vorhandenen Gehwege je 2,50 m.

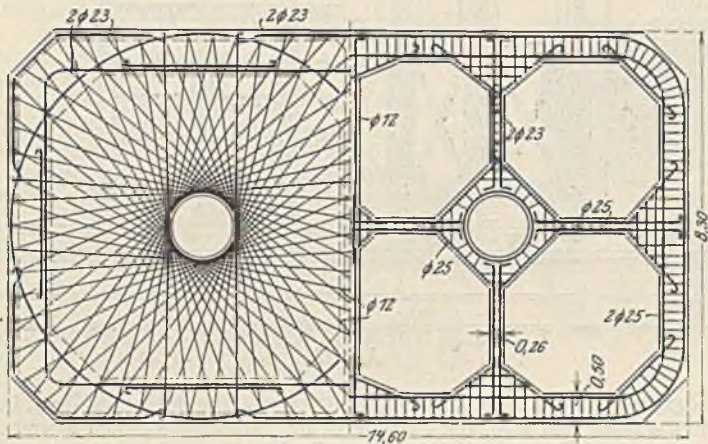


Abb. 1.

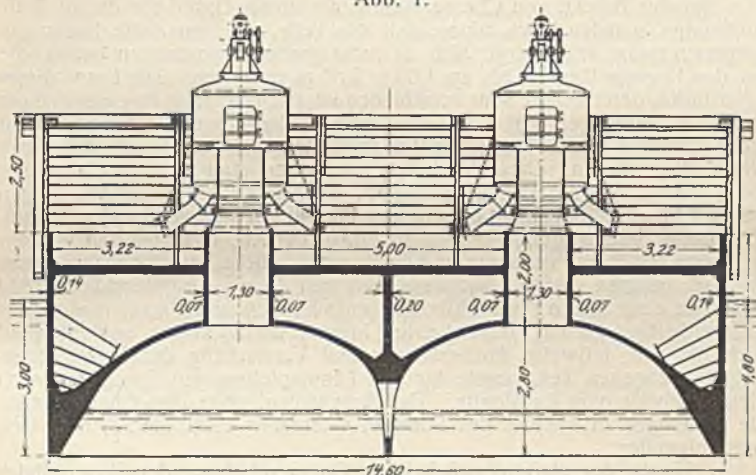


Abb. 2.

Nach Revista de Obras publicas 1926 Nr. 4, sind die vier Mittelpfeiler auf Senkkasten gegründet, und zwar ruht jeder Pfeiler auf zwei Fundament-Massivs. Nähere Angaben über die letzteren fehlen leider; nach Abb. 1 haben sie  $14,60 \times 8,30$  m Seitenlänge, liegen mit der Langseite winkelnrecht zur Stromrichtung und in 8 m Abstand voneinander. Sie wurden 16 m tief abgesenkt, reichen durch verschiedene Lagen Schlick, Sand und Kies und ruhen auf festem, blauem Ton.

Die Eisenbeton-Senkkasten wurden am Ufer hergestellt und haben dieselben Grundabmessungen wie die vorerwähnten Mauerwerksklötze; ihre Wandungen sind mit Rücksicht auf möglichst gute Schwimmfähigkeit so schwach als möglich bemessen. Das Innere enthält nach Abb. 2 zwei Arbeitskammern, die mit je einer 7 cm starken Schalenkuppel abgedeckt sind und in deren Scheitel der Verbindungsschacht zu den Luftschleusen einmündet. Die Wände des Senkkastens sind 14 cm stark und im oberen Teil durch eine Ringbewehrung verstärkt. Die Deckenkuppel hat bekanntlich nicht nur den Vorteil eines weiteren Arbeitsraumes, sondern auch den einer größeren Widerstandsfähigkeit gegen den Wasserdruck beim Einschwimmen.

Die fertigen Senkkasten einschließlich Luftschleusen und Betoniereinrichtung wogen 300 t und gingen etwa 4,50 m tief in Wasser, bei gefüllten Luftkammern entsprechend weniger; sie schwammen zwar bereits bei 3,20 m Tiefgang, hatten jedoch erst bei 3,80 m vollkommenes Gleichgewicht. Wie bereits bemerkt, wurden die Senkkasten an Land hergestellt, und zwar derart, daß ihre Kielhöhe etwa 1 m unter NW lag. Für den Stapellauf wurde die Uferböschung abgegraben und beim Eintreten der höchsten Flut Luft eingeschleust, so daß die Eisen-

betonkörper ins Schwimmen gerieten und wie ein gewöhnliches Ponton in den Strom hinausgeschleppt werden konnten.

An Ort und Stelle angelangt, wurden sie an Pfählen sorgfältig vertäut und durch Herauslassen der Luft langsam und sicher abgesenkt. Ki.

**Die 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)** wird stattfinden am Donnerstag, den 17. März 1927, von 9 $\frac{1}{2}$  Uhr vormittags ab, in Berlin im Weißen Saale der „Philharmonie“, Köthener Str. 32, ferner an demselben Tage von 1 $\frac{1}{2}$  Uhr nachmittags ab sowie am Freitag, den 18. von 9 Uhr vormittags ab und Sonnabend, den 19. März von 9 $\frac{1}{2}$  Uhr vormittags ab im Beethovensaal der „Philharmonie“, Köthener Str. 32. Der Vormittag des ersten Tages ist den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet; nur Mitglieder dürfen daran teilnehmen.

Zu den übrigen angegebenen Zeiten werden für Mitglieder und Gäste folgende Vorträge gehalten:

Donnerstag, den 17. März: 1. Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei tiefen Temperaturen, Prof. O. Graf, Stuttgart. 2. Würfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung, Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden. 3. Baukontrollversuche des Deutschen Beton-Vereins, Dr.-Ing. W. Petry, Regbmstr. a. D., Obercassel (Siegkreis).

Freitag, den 18. März: 4. Die Bedeutung des Zementsteines im Gußbeton, Reg.-Baurat Gaye, Wesermünde. 5. Der Tonerdeschmelzement und seine Anwendung bei Eisenbetonbauausführungen und Putzarbeiten, Magistratsbaurat M. Orthaus, Hannover. 6. Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken, Prof. H. Spangenberg, München. 7. Mitteilungen über die Allnerbrücke bei Siegburg und Ergänzungen über die Wahnbachtalbrücke (Forts. der vorjährigen Mitteilungen), Regbmstr. a. D. Schmidt, Berlin. 8. Moderne Betongrundbautechnik, Zivilingenieur O. Stern, Wien. 9. Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen (Lagerungsverhältnisse von Bauwerken im Bergbausenkenungsgebiet), Prof. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Düsseldorf. 10. Bau der Zwillingschachtschleuse in Fürstenberg a. d. O. (mit Filmvorführung), Reg.-Baurat Möller, Fürstenberg a. d. O. 11. Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals, Oberingenieur J. Beuteführ, Biebrich a. Rh. 12. Die Entwicklung der Hafenaikabauten in Holland unter besonderer Berücksichtigung neuer Ausführungen, Direktor E. A. Piel, Dortmund-s'-Grafenhage.

Sonnabend, den 19. März: 13. Die Steinmetzzeichen und das Hüttengeheimnis, Zivilingenieur Baurat C. Brausewetter, Wien. 14. Die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung der Westgruppe des Mainzer Domes (Forts. des vorjährigen Vortrages), Prof. Dipl.-Ing. G. Rütth, Biebrich a. Rh. 15. Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton, Oberingenieur Scherzinger, Ludwigshafen. 16. Neuere Geräte und Maschinen im Beton- und Tiefbau, Oberingenieur Privatdozent Dr.-Ing. G. Garbotz, Berlin. 17. Entwicklung und gegenwärtige Anwendung des pneumatischen Betontransportes, Regbmstr. E. Fraenkel, Berlin. 19. Neuerungen im Bau von Eisenbetonmasten, Ingenieur K. Kisse, München. — Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

**Englische Hafenverbesserungen.** Den englischen Hafenbehörden haben in den letzten Jahren große Mittel für die Ausführung von Hafenverbesserungen und -erweiterungen zur Verfügung gestanden. (Das „Port Facilities Committee“ hat auf die kleineren Häfen keinen besonderen Einfluß ausgeübt. In den größeren dagegen waren bereits Pläne vor der Gründung des Ausschusses ausgearbeitet worden, in einigen Fällen auch schon in Ausführung begriffen.)

Nach „Nieuwe Rotterdamsche Courant“ ist in London im Laufe des Jahres 1926 ein neuer Holzhafen entstanden, der 6 ha Fläche bedeckt und 8,1 m tief ist. An diesem Hafen sind acht Holzschuppen mit einer Firsthöhe von 9 m gebaut worden, die zusammen 3,5 a groß sind. Im Londoner Hafen können jetzt 15 000 Holzstandards in Schuppen und 21 000 Holzstandards unter freiem Himmel gelagert werden, zusammen 50 bis 60 Schiffsladungen.

Die Londoner Hafenverwaltung hat im Jahre 1926 verschiedene Neubauten beschlossen, die Kosten in Höhe von 14 Mill. £ verursachen werden, u. a. den Bau einer Schleuse für den Hafen von Tilbury, deren Abmessungen 300 m Länge, 33 m Breite und 15 m Tiefe sind, und den Bau eines großen Trockendocks, 225 m lang, 33 m breit und 11,25 m tief, das später auf 300 m verlängert werden soll. Diese Arbeiten werden in vier bis fünf Jahren fertiggestellt sein.

Außerhalb des alten Zuganges zum Hafen von Tilbury soll eine schwimmende Landungsbrücke von 342 m Länge angebracht werden. An dieser Landungsbrücke, die mit zeitgemäßer Ausrüstung versehen wird und durch überdeckte Gänge mit der Eisenbahnstation am Ufer verbunden werden soll, werden die größten transatlantischen Passagierschiffe anlegen können. Die Kosten werden auf 500 000 £ veranschlagt.

Im Grünlandhafen ist ein Holzlagerraum mit zwei Stockwerken im Bau begriffen, der für den Umschlag von Feinholz bestimmt ist. Der Südwest-Indien-Hafen erhält eine neue Schleuse von 24 m Breite und 10,5 m Tiefe. Die Verbindungskanäle dieser Hafengruppen werden verbessert, die Bahnanschlüsse verlegt und die Ausrüstung zeitgemäß erneuert.

In Liverpool nähern sich die Arbeiten ihrem Ende, die sich auf die Anlage des Schleusenhafens Gladstone beziehen. Sie umfaßt einen Schleusenhafen, der mit einem Trockendock kombiniert ist. Das Dock ist 315 m lang, 36 m breit und 13,5 m tief. Wenn diese Anlage auch schon 1910 beschlossen wurde und 1913 mit der Bauausführung begonnen werden konnte, so handelt es sich doch auch heute noch um eins der

größten Trockendocks Europas. Die Kosten der Anlage waren vor dem Kriege auf 4 Mill. £ veranschlagt worden. Durch die veränderten Verhältnisse bei der Wiederaufnahme der Arbeiten, die während des Krieges unterbrochen wurden, sind die Kosten auf 7,5 Mill. £ gestiegen.

Die gesamte Wasseroberfläche der neuen Hafengruppe beträgt 22 ha. Die Kaie haben eine Länge von 4,5 km. Die Brutto-Raumfläche der Schuppen und Magazine, die neu errichtet wurden, beträgt 23 ha. Die Zugangschleuse zu dem neuen Hafen ist 321 m lang und 39 m breit. Die Torschwelle liegt 9 m tiefer als der Liverpooleer Pegel oder 15 m unter HW- und 6 m unter NW-Spiegel. Zwischen dem neuen Hafen und dem bestehenden Schleusenhafen wird eine Schleuse von 193,5 m Länge und 27 m Breite gebaut.

Am neuen Hafen entstehen, abgesehen von einem Schuppen von 280 × 27 m, vier Magazine in Betonausführung von 360 bis 450 m Länge und 30 bis 45 m Breite. Die Magazine haben je drei Stockwerke und ein flaches Dach für die Lagerung von Gütern. Längs der Kaie werden 45 elektrisch betriebene Portalkrane, 17 elektrische und 49 Handkrane an der Straßenseite aufgestellt. Die Schuppen und Magazine erhalten 51 Handkrane.

Bereits längere Zeit sind Verbesserungsarbeiten am Schleusenhafen von Birkenhead vergeben, die Kosten in Höhe von 900 000 £ verursachen werden.

Die Hafenbehörde von Southampton hat beschlossen, die Kailänge des Hafens auf 5 km zu verlängern und eine weitere Vertiefung des Hafens auszuführen. Der erste der drei Bauabschnitte, dessen Kosten auf 3 Mill. £ veranschlagt wurden, soll in drei Jahren vollendet sein. Er umfaßt u. a. eine etwa 1 km lange Kaimauer mit einer Tiefe von 13,5 m. Am Millbrook Point wird der Platz für zwei große Trockendocks vorbehalten, von denen das eine eine Länge von 360 m erhalten soll. Bereits jetzt besitzt Southampton das größte Schwimmdock der Welt, das 288 m lang und 10,2 m breit ist.

Die Tyne Improvement Commission hat den Bau eines neuen Kais vom Albert-Edward-Schleusenhafen bis North Shields beschlossen. Für die Ausführung dieser Arbeiten, die zwei Jahre in Anspruch nehmen werden, sind Kosten in Höhe von 180 000 £ veranschlagt.

In Bristol sollen innerhalb acht Monaten Verbesserungen am Royal-Edward-Schleusenhafen beendet sein. Sie umfassen den Bau eines Hafenbeckens von 351 m Länge, 120 m Breite, eines 1 km langen Kais, den Bau von drei Lagerhäusern von 45 m Länge und 15 m Breite, die in Beton ausgeführt werden sollen und deren jedes drei Stockwerke erhält, ferner die Aufstellung von Getreideelevatoren, den Bau einer Elevatorenanlage und den eines Getreidesilos von 20 000 t Inhalt.

In Glasgow ist die Anlage einer Anzahl neuer Häfen mit zusammen 10 km neuer Kaie beschlossen. 1924 ist der Bau eines Kais von rund 2 km Länge an der neuen Shieldhall für 270 000 £ auf dem Wege der Ausschreibung vergeben worden. Der neue Hafen soll 105 m breit und 9,6 m tief werden. Seine Oberfläche wird 16 ha betragen. Etwa 240 ha Gelände werden für eine etwa notwendig werdende Hafenerweiterung vorbehalten. Das ganze Gelände wird von breiten Straßen umgeben. Die Kosten für die Erweiterungsarbeiten des Jahres 1927 werden auf 10 Mill. £ geschätzt.

Sunderland beschloß den Bau eines neuen Kais von 200 m Länge, die Anlage eines neuen Bahnanschlusses und den Bau eines Hafenzughauses von 200 m Länge bei 27 m Breite. Die Kosten werden auf 20 000 £ geschätzt.

Goole hat mit dem Bau eines neuen Damms begonnen. Eine neue Schleuse soll in fünf Jahren fertiggestellt werden, und die Pläne für ein neues Hafenbecken sind in Arbeit. Wu.

**Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Chasse.** Die im Jahre 1856 gebaute zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Rhône bei Chasse ist — zwischen den Endwiderlagern — 270 m lang und be-

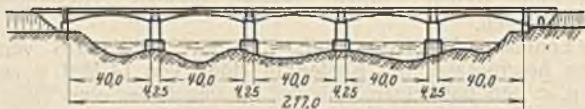


Abb. 1.

steht aus fünf flachgespannten Gußeisenbögen von je 40 m Lichtweite (Abb. 1); sie vermittelt den Anschluß der Linien Lyon—St. Etienne und Givors—Paray le Monial mit der Hauptstrecke von Lyon nach Marseille. Nach Abb. 2 u. 3 besteht jeder Bogen aus sechs Bindern aus Gußeisen

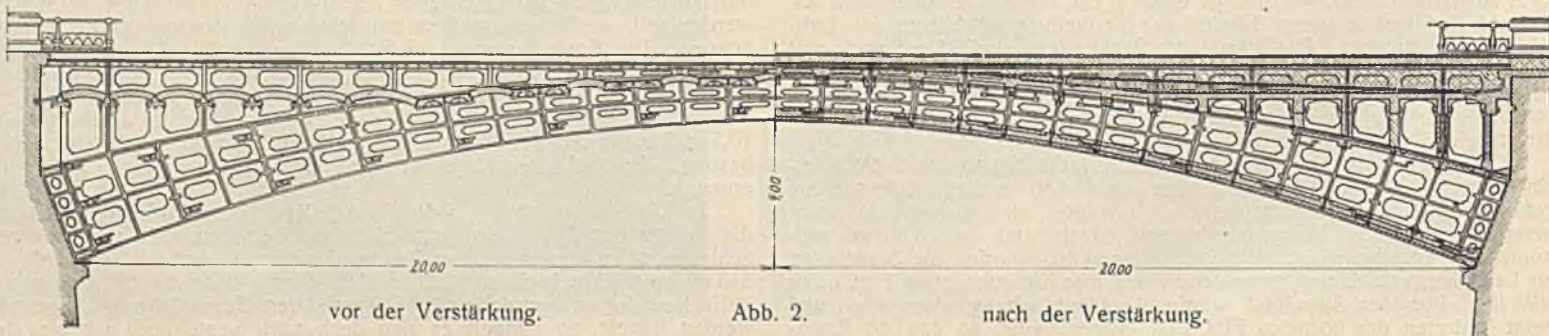


Abb. 2.

mit ebensolcher, kräftig ausgebildeter Füllung, die durch gleichfalls sehr starke und fest ineinandergefügte gußeiserner Querträger verstrebt sind.

Nach neueren Untersuchungen zeigte das Bauwerk, das namentlich viel von Güterzügen mit schweren Lokomotiven befahren wird, zahlreiche Beschädigungen, die es für den heutigen lebhaften Verkehr nicht mehr geeignet erscheinen ließen. Ähnlich wie bei der Brücke von La Voulté<sup>1)</sup> haben auch in diesem Falle die Beschädigungen in der Hauptsache ihren Grund erstens in der überaus großen Steifigkeit der Gußeisenkonstruktion in sich und an den Auflagern, andererseits in Zerstörungen durch langsame Oxydation und durch die ausfließende Kittmasse, mit der die Gußeisenteile an den Verbindungsstellen vergossen sind. Fast sämtliche Querriegel an den Kämpfern der Landöffnungen zeigten in ihrem mittleren Steg starke

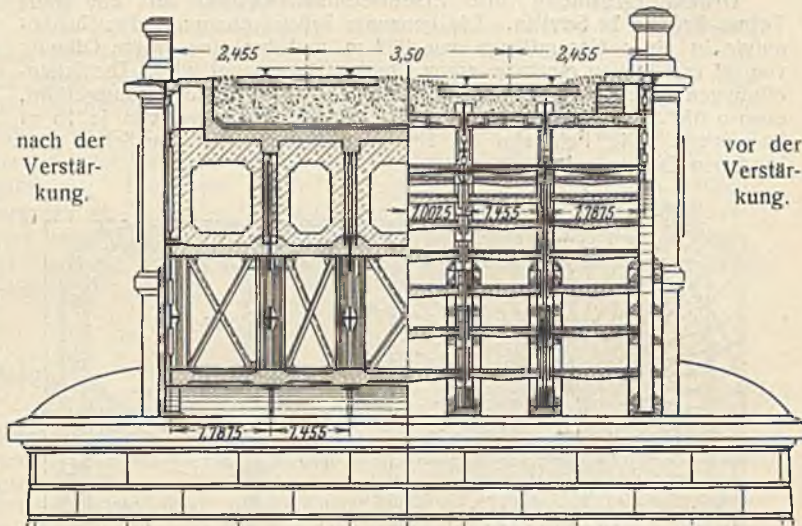


Abb. 3.

Längsrisse bis zu 1 m Länge, die bis zur Verbindung mit dem Bogen (Abb. 4a) reichten und ihre Ursache in der bereits erwähnten starren Verzahnung der Gußeisenteile an diesen Punkten haben.

Bei der Brücke von Chasse kommt als dritter Grund für die in Rede stehenden Schäden noch hinzu, daß die Teile, aus denen die Bogen zusammengesetzt sind (vergl. Abb. 2), recht große Abmessungen haben, die an den Bogenanfängern bis zu 4,00 × 2,50 m erreichen. Die Form dieser Gußstücke, deren Stärke sehr verschieden ist, hat seinerzeit ihre Herstellung sehr schwierig gemacht und besondere Vorkehrungen erfordert, damit nach dem Guß alle Teile gleichmäßig abkühlten und so innere Spannungen vermieden würden. Diese Vorkehrungen waren aber entweder versäumt oder doch nicht ausreichend gewesen, denn sowohl Füllung wie Bogen zeigten Risse an den Ecken oder an den Stellen mit schwachem Querschnitt.

Diese Beschädigungen waren so ernstlicher Art, daß man den Verkehr schwerer Maschinen verbot und damit empfindliche Betriebserschwernisse in Kauf nehmen mußte. Nachdem man sich darauf bereits im Jahre 1914 zum Bau einer neuen Flußstahlbrücke entschlossen hatte, kam man wegen der seitherigen großen Preissteigerung hiervon wieder zurück und entschied sich für eine teilweise Ausbesserung und Verstärkung der in Mitleidenschaft gezogenen Teile sowie für eine Ummantelung mit Eisenbeton nach dem Vorbilde von La Voulté. Der Arbeitsplan, über den Chefingenieur de Boulongne in Annales des Ponts et Chaussées 1926, Heft 3, berichtet, war folgender:

1. Ersatz der starren gußeisernen Querverstärkung der Bogenbinder (Abb. 4a) durch gerietete flüßeiserner Rahmen (Abb. 4b).
2. Ausbesserung der rissigen oder brüchigen Gurtungen.
3. Verstärkung zu schwacher Gurtungen.
4. Bessere Querverbindung der einzelnen Bogenrippen durch Eisenbetonplatten.
5. Wirksame senkrechte Verstärkung der einzelnen Bogenrippen zum Zwecke einer möglichst gleichmäßigen Verteilung der Fahrbahnlasten auf alle sechs Rippen.
6. Übertragung der in Gleichhöhe zu erwartenden Querkräfte auf die Widerlager.
7. Verbesserung der Zugangs- und Ausbesserungsmöglichkeiten für die Zukunft.

<sup>1)</sup> Vergl. Beton u. Eisen 1925, Heft 13.

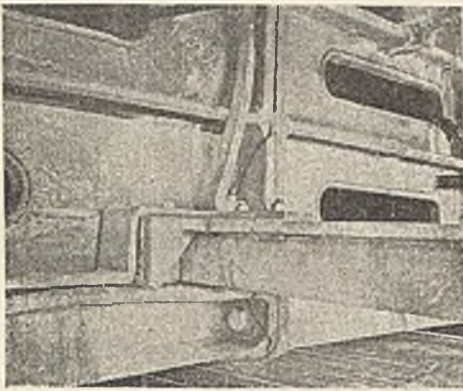


Abb. 4a.

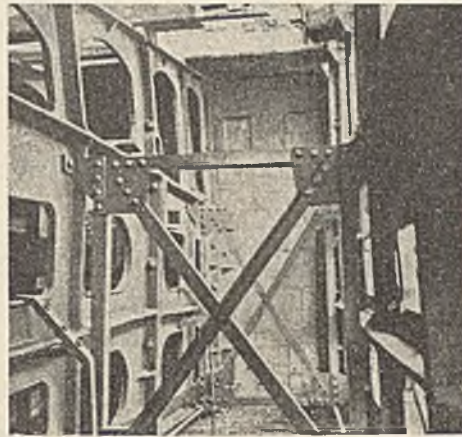


Abb. 4b.

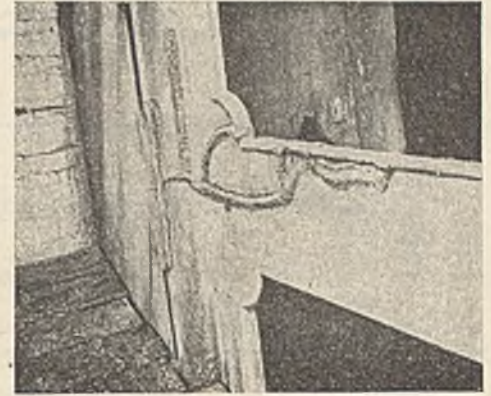


Abb. 5.

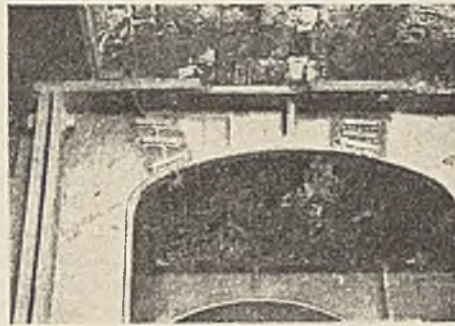


Abb. 6.

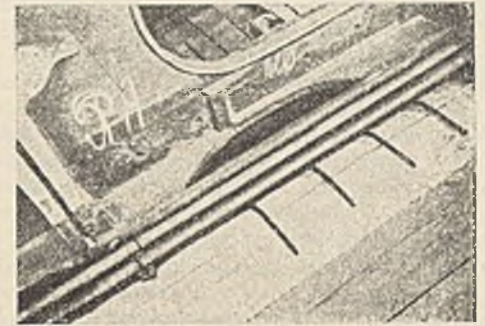


Abb. 7.

Punkt 1 dieses Programms bietet gegenüber der Ausführung bei La Voulte keine Besonderheiten, es sei daher dazu nur auf Abb. 4a u. b verwiesen.

Ursache und Wirkung der in Punkt 2 erwähnten Schäden unterscheiden sich, wie bemerkt, vielfach von denen bei La Voulte: Die durch die steife Ausbildung der Knotenpunkte und durch die zerstörende Einwirkung des Metallkitts verursachten Risse wurden zunächst in ihrer ganzen Länge zugeschweißt (Abb. 5) und alsdann durch aufgeschweißte Eisen, Platten, Riegel oder Klammern u. dergl. gesichert (Abb. 6).

Die zu schwachen Bogenteile, insbesondere die untere Gurtung, wurden verstärkt durch zwei Rund-eisen von 36 mm Durchmesser an beiden Seiten der unteren Gurtung. Diese Rund-eisen sind alle 2 m durch Schraubenbügel an Eisen befestigt, die auf die Gußeisen-konstruktion aufgenietet wurden. Ein weiteres Rund-eisen verstärkt den Untergurt noch besonders an schadhafte und geschweißte Stellen (Abb. 7).

Die Verstärkung und Ummantelung mit Eisenbeton ist aus Abb. 2 u. 3 zu ersehen: Die den Untergurt aller sechs Bogenrippen verbindende und abschließende Platte wächst in der Stärke von 10 cm am Widerlager bis auf 16 cm am Scheitel, die Platte in Höhe des Obergurtes ist 10, diejenige unter der Fahrbahn 16 cm stark.

Aus Abb. 2 u. 3 ist auch die Ummantelung der gußeisernen Füllungen ersichtlich, die die Wirkung der Querversteifung wesentlich erhöht und im Sinne des vorgenannten Punktes 5 dient.

Sowohl um die Ausführung der Arbeiten zu erleichtern als auch um die Betonplatte unter den Gleisen in der Höhe herstellen zu können, die für die Verbindung mit der Ummantelung der Bogen und der Füllung erforderlich war (Abb. 2), wurde die Fahrbahn um 20 cm höher gelegt. Die Ausführung behelfsmäßiger Gleise und die Aufrechterhaltung des Verkehrs gelangen trotz der hierdurch bedingten Schwierigkeiten nach Wunsch mit der Einschränkung, daß die Züge die Brücke langsam zu überfahren hatten.

Sämtliche Eisenteile wurden vor der Ummantelung mit Sandstrahl-gebläse gereinigt.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

**Längsträgeranschlüsse für Brücken.** In der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, S. 843, wirft Herr Dipl.-Ing. Palmblad die Frage der Nietanschluß-momente im Trägergerippe eiserner Brücken durch ein Beispiel auf. Er rechnet zwar mit dem polaren Widerstande der Nietgruppe und damit wesentlich genauer als nach dem in der neueren Eisenbauliteratur fast ausschließlich erwähnten, etwas bequemeren Verfahren mit dem Widerstand für nur eine Achse. Jedoch halte ich die schematische Anwendung eines solchen Verfahrens für unrationell, da es meistens zu hohe Spannungen ergibt, außerdem für gefährlich, da es oft zur Unterschätzung der tatsächlichen Nietkräfte verleitet. Die bestmögliche Klärung konnte wohl nur durch eingehende spannungstheoretische und praktische Untersuchungen erreicht werden. Da solche bis jetzt leider nicht vorliegen, so müßte in der Praxis mehr Klarheit über den Wert der Behelfsrechnungen, wenigstens darüber, daß es solche sind, herrschen. — Bei den meisten älteren Eisenbauten wurden Nietanschlußmomente überhaupt nicht berücksichtigt. Ihre Berücksichtigung ergibt oft mehrfach größere Spannungen als  $A$  oder  $Q$  allein. Wären die tatsächlichen Werte annähernd so groß, so müßten viele ältere Nietungen gebrochen sein. Wenn dieses nicht der Fall ist, so beweist es zwar nicht, daß richtig gerechnet wurde, wohl aber, daß die Anschluß-momente meist zu große Werte ergeben.

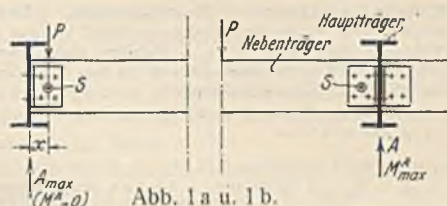


Abb. 1a u. 1b.

Es sei z. B. ein Trägeranschluß nach Abb. 1a mit beweglicher Einzellast betrachtet. Dann haben nach dem erwähnten Verfahren aufzunehmen: die Nebenträger-niete  $A_{max}$  und  $M = A_{max} \cdot x$ ; die Hauptträger-niete nur  $A_{max}$  (Last über  $S$ ).  $A$  ist in allen Fällen aufzunehmen, dagegen  $M$  in verschiedener Weise:

- a) Der Hauptträger sei in seiner Querschnittebene gegen Verdrehen starr; dann wirkt  $M$  nur in den Hauptträger-nieten, aber nicht in den Querträger-nieten.
- b) Der Hauptträger sei in seiner Querschnittebene frei drehbar, dann wirkt  $M$  nur in den Nebenträger-nieten.

Also bei  $P$  über  $S$  wächst  $M$  mit abnehmender Drehsteifigkeit des Hauptträgers: in den Querträger-nieten von  $M$  bis 0, in den Nebenträger-nieten von 0 bis  $M$ .

Den Hauptträger-nieten wird meist keine besondere Beachtung gewidmet trotz der Forderung, Niete nicht auf Kopfabreißen zu beanspruchen. Man denkt etwa an größere Nachgiebigkeit dieses Anschlusses infolge der Biegung der L-Schenkel. Die Nebenträger-niete würden also bei starrem Auflager am günstigsten beansprucht, jedoch nur bei dieser Laststellung. — Für die Mehrzahl der praktisch vorkommenden Fälle würde nach meiner Ansicht die Berücksichtigung von  $\frac{1}{2} M$  reichlich sicher sein. Bei dem überragenden Einfluß des Momentes gegenüber der Querkraft wäre das eine erhebliche Erleichterung.

Bei auch nur teilweiser Einspannung, wie z. B. Abb. 1b, kann jedoch eine andere Laststellung, die nicht  $A_{max}$ , aber  $M_{max}^1$  erzeugt, leicht gefährlicher werden. Ein Rahmenstab mit geringem Einspannungsgrade wäre mindestens zum Vergleich heranzuziehen und den Hauptträger-nieten hier besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Dem Umstande, daß bei beweglicher Last  $A_{max}$  und  $M_{max}^1$  nicht derselben Laststellung entspringen, ist wohl hauptsächlich zuzuschreiben, daß trotz Berechnung der Nietkräfte nur aus  $A_{max}$  solche Anschlüsse meist genügen. — Dagegen fällt bei ruhender Last dieser günstige Umstand weg, also wäre hier besondere Vorsicht zu üben. Überhaupt sind die Nietverbindungen wegen ihrer mangelhaften theoretischen Klärung der schwierigste und verantwortungsvollste Teil von Eisenbauberechnungen. Sie dürften daher keinesfalls, wie in der Praxis so oft, dem theoretisch weniger geübten Statiker und Konstrukteur überlassen werden.

H. Doll.

**Eisenbetonspundwand Bauart Ravier.** Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1926, Heft 21, S. 620, gebrachten Bericht erhalten wir von Herrn Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel die dankenswerte Mitteilung, daß eine derartige Ausführung von der Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, bereits vor 14 Jahren für die Hafengebäude von Tanga im damaligen Deutsch-Ostafrika ausgeführt ist.

Wie die in „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 10, S. 154 veröffentlichten, umstehend wiedergegebenen Abb. 1 u. 2 des Aufsatzes: Kleinlogel, Fertigungskonstruktionen aus Eisenbeton zeigen, unterscheidet sich die ältere deutsche

