

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 9. März 1928

Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Erzumschlaganlage im Stettiner Hafen.

Von Magistratsbaurat Schulze, Stettin.

I. Allgemeines.

Die Erzeinfuhr über Stettin betrug im Jahre 1913 rd. 1 750 000 t. In der Nachkriegszeit sanken die Ziffern im Zusammenhange mit der allgemeinen Wirtschaftskrise und als Folge der durch die veränderten politischen Grenzen einsetzenden Abwanderung des Erzverkehrs nach anderen Häfen. Um die Stellung Stettins in dem sich entwickelnden Wettbewerb zu wahren und zu festigen, bewilligte die preußische Staats-

Fundamente für die Fahrschienen der Brücken und Bunker, eine 13 m lange Schiebebühne von 85 t Tragfähigkeit, eine endlose Seilanlage, ein Dienst- und Wohngebäude und die erforderlichen Gleisanlagen. Abb. 1 zeigt den Lageplan, Abb. 2 einen Querschnitt. Die Gleisanlage zweigt nördlich der Altdammer Straße von den Zuführungsgleisen zur alten Massengutumschlagstelle ab. Der neue Ordnungsbahnhof enthält vier Gleise — ein Einfahrt- und ein Ausfahrtgleis von je 660 m Nutzlänge,

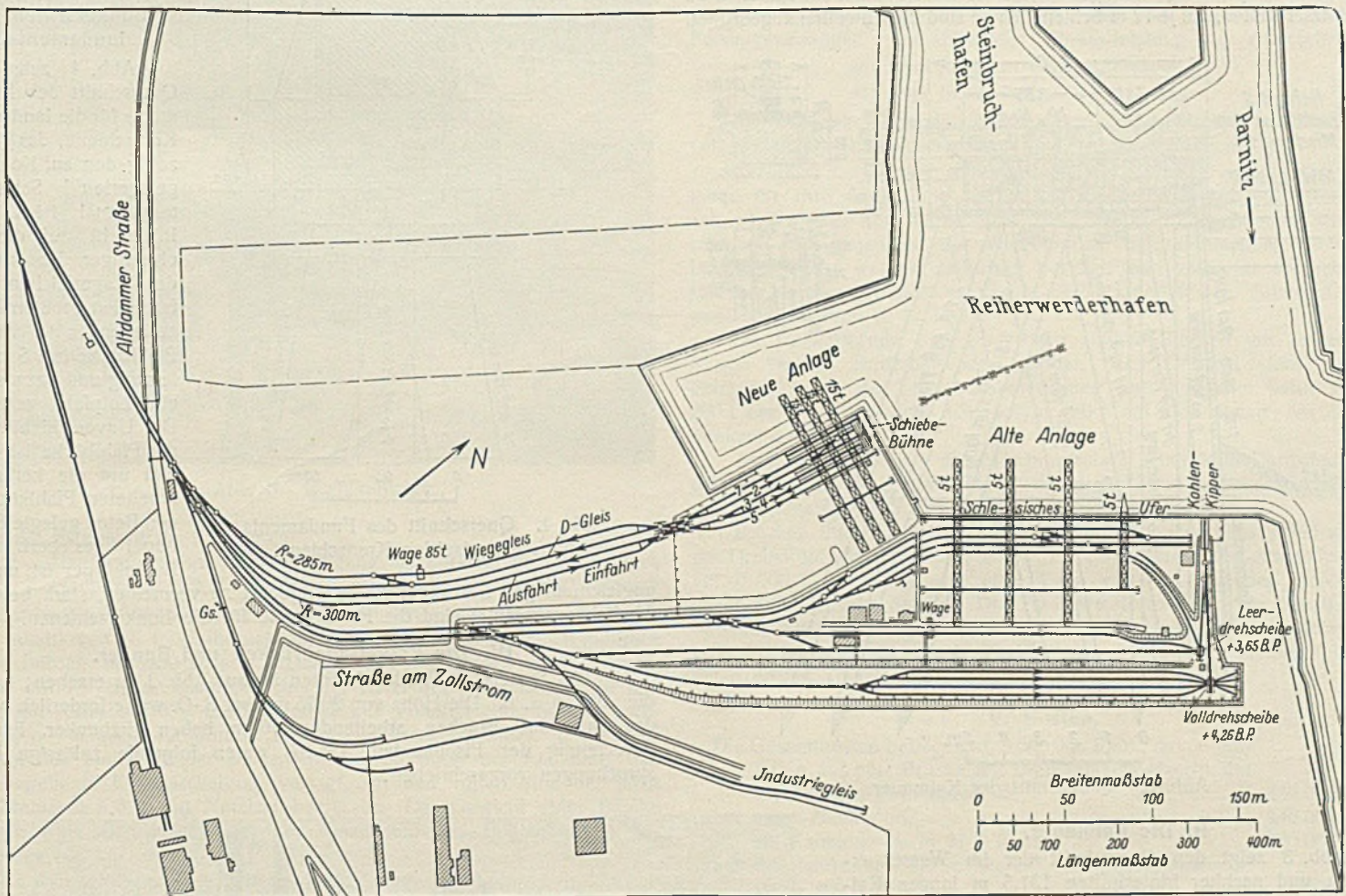


Abb. 1. Lageplan des Reierwerderhafens.

regierung, als Gesellschafter der Stettiner Hafengemeinschaft, im Jahre 1924 die Mittel zum Ausbau eines besonderen Erzkais im Reierwerderhafen.

Im Winter 1924 wurde südlich der in den Jahren 1916 bis 1919 erbauten, mit einem 30-t-Kohlenkipper und vier Verladebrücken von 5 t Tragfähigkeit ausgerüsteten Massengutumschlaganlage mit dem Bau der neuen Erzumschlaganlage begonnen. Sie ist im Mai 1927 nach einer Bauzeit von 2 1/2 Jahren fertiggestellt worden und umfaßt im wesentlichen drei 15-t-Verladebrücken, die zugehörigen Bunker, eine Kaimauer, ein leichtes Bohlwerk von 40 m Länge, die

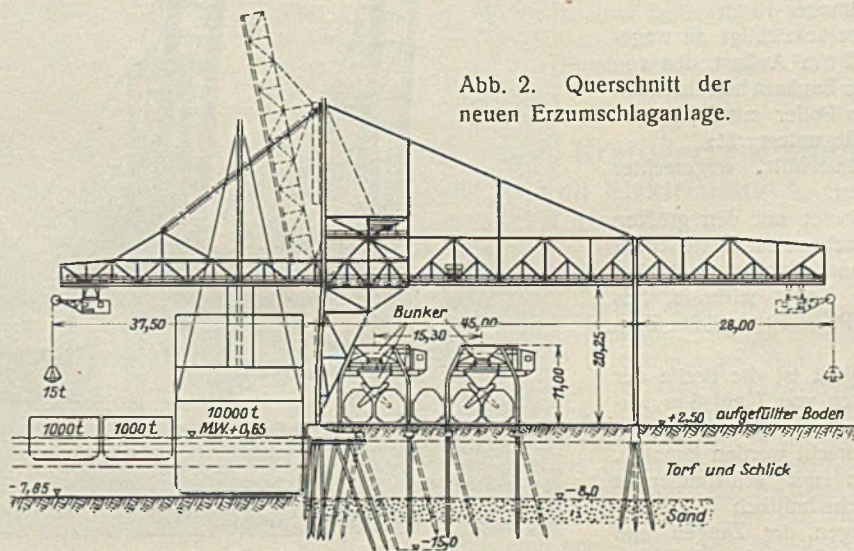


Abb. 2. Querschnitt der neuen Erzumschlaganlage.

ein Durchfahrt- und ein Wiegegleis; unter den Brücken sind fünf Gleise angeordnet, von denen die drei wasserseitigen am Nordende durch eine Schiebebühne verbunden sind. Um beim Arbeiten der drei Verladebrücken von der rechtzeitigen Stellung der Eisenbahnwagen bis zu einem gewissen Grade unabhängig zu sein, ist für jede Verladebrücke ein fahrbarer Bunker beschafft, der im oberen Behälter, dem Hauptbunker, 200 t Erz aufnehmen kann; unter diesem ist ein zweiter Behälter, der Wiegebunker, eingebaut, in den aus dem Hauptbunker die den Lade-fähigkeiten der zu beladenden

Wagen entsprechenden Erzmengen zur Verwiegung abgelassen werden. Nach der Verwiegung fällt das Erz aus dem Wiegebunker mittels zweier beweglicher Schurren in den Wagen.

Die Leerwagen werden auf den Gleisen 1, 2, 4 und 5 aufgestellt. Auf Gleis 1 und 2 arbeiten die beiden nördlichen Brücken; die beladenen Wagen werden mit endlosem Seil, das während der Betriebsdauer unbelastet eine Geschwindigkeit von 0,06 m/Sek., belastet und sich selbsttätig einschaltend eine solche von 0,70 m/Sek. hat, auf die Schiebebühne gezogen und dann wieder mit dem endlosen Seil im Rücklaufgleis 3 aufgestellt. Die südliche Brücke arbeitet auf die Gleise 4 und 5; nördlich dieser Brücke verbleibt in jedem dieser beiden Gleise eine nutzbare Gleislänge von etwa 90 m. Sobald diese Länge auf einem der beiden Gleise mit beladenen Wagen besetzt ist — die Bewegung geschieht ebenfalls mit endlosem Seil —, wird der beladene Wagenzug mit der Lokomotive in das Ausfahrtgleis gefahren und ein neuer Leerwagenzug eingesetzt. Während dieses Wechsels arbeitet die dritte Brücke auf das andere Gleis. Gleisanlagen, Schiebebühne und die Gleiswaage, die nur bei Versagen eines Wiegebunkers benutzt werden soll, sind für den Verkehr mit Großraumwagen von 85 t Gesamtgewicht gebaut; der Oberbau besteht aus Schienen 6e auf Holzschwellen, auf je 12 m Schienenlänge sind 20 Schwellen angeordnet.

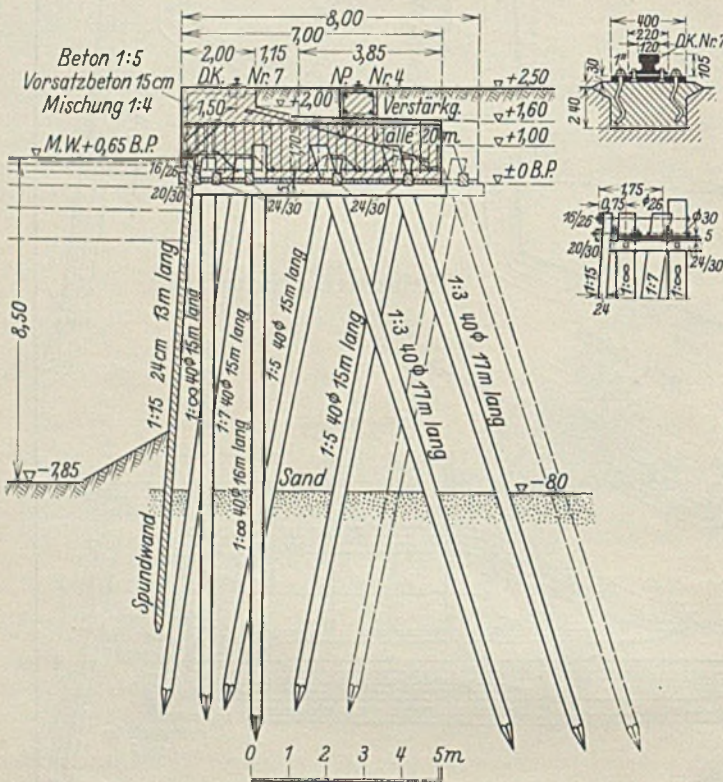


Abb. 3. Querschnitt der Kaimauer.

II. Die Kaimauer.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt der im Wasser erbauten und nachher hinterfüllten 131,5 m langen Kaimauer auf hölzernem Pfahlrost; Pfahllängen 15 bis 17 m, Pfahldurchmesser im Mittel 40 cm. Von den 131,5 m entfallen auf die nördliche Flügelmauer 10 m.

Die Festigkeitsuntersuchung berücksichtigt an wagerechten Kräften den Erddruck mit 2 t/m² Auflast, den von den Brücken und den wasserseitigen Bunkern herrührenden Schub mit 3 t und einen Zug am Poller mit 3,3 t je m Mauer. Es wurden zwei Grenzfälle untersucht:

1. Belastungsfall: Mauer hinterfüllt, wagerechter Pollerzug, hinter der Mauer Auflast.
2. Belastungsfall: Mauer belastet mit den größten Stützendrücken (53 t/m) zweier nebeneinanderstehender Brücken und zweier nebeneinanderstehender Bunker (27 t/m), dazu alle wagerechten Kräfte wirksam. Es ergab sich: größte Druckkraft im Pfahl 40 t, größte Zugkraft 21 t.

Zur Erhöhung der Standfestigkeit ist die Breite der Mauer an sechs Stellen nach hinten von 7 auf 8 m vergrößert, so daß in den Vorlagen je drei weitere Zuggpfähle und je zwei Druckpfähle untergebracht werden konnten.

Die Rammungen geschahen mit schwimmender Ramme. Die Pfähle stehen durchschnittlich 5,5 m im tragfähigen Boden. Das Einbringen der Zangen und Holme nach Absenken des Wasserspiegels innerhalb der

Baugrube um rd. 1 m bot keine besonderen Schwierigkeiten. Da der Betonkörper mit Eiseneinlagen stark bewehrt ist, wurde mit Gußbeton gearbeitet. Gewählt war ein Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Eisenportlandzement : 0,5 R.-T. Traß : 5 R.-T. Kiessand. Die Sichtflächen haben eine 10 cm starke Verblendung mit Vorsatzbeton 1:4 erhalten. Die Rückenflächen sind mit doppeltem Inertolanstrich versehen.

Die Mauer ist mit Fendern, drei Leitern, drei Pollern und Anbinderingen ausgerüstet. Die Fender aus Eichenholz sind in 10 m, die mit Schäkeln befestigten Ringe in 20 m Abstand angeordnet.

Die Mauer hat in der Mitte eine stumpfe Trennungsfuge erhalten. Sie ist durch die Allgemeine Häuserbau A.-G., Abteilung Stettin, hergestellt worden.

III. Die landseitigen Kranschienen- und Bunkerschienenfundamente.

Abb. 4 zeigt den Querschnitt des Fundaments für die landseitige Kranschiene, das gleichzeitig den auf Konsolen gelagerten Schleifleitungskanal trägt. Mit Rücksicht auf die bei einseitiger Beschüttung der Lagerflächen auftretenden größten Pfahlbelastungen wurden Pfahlböcke in 1,5 m Entfernung und dazwischen ein Lotpfahl gerammt. Die Unverschieblichkeit der Pfahlböcke ist durch vier um die keilig bearbeiteten Pfahlköpfe in den Beton gelegte Eisenbügel gesichert. Der Betonkörper ist, um bei ungleichmäßigen Setzungen Risse möglichst zu vermeiden, stark bewehrt. Ähnlich ausgebildet sind die Fundamente für die Bunkerschienen.

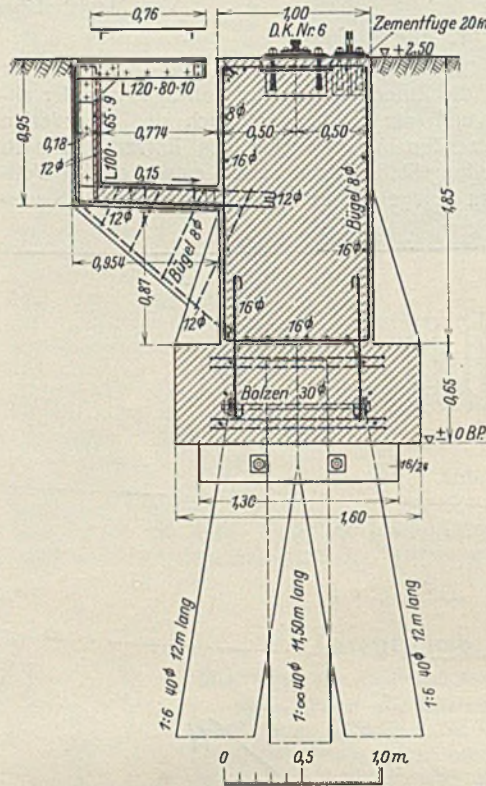


Abb. 4. Querschnitt des Fundaments für die landseitige Kranschiene.

IV. Die Erzverladebrücken und Bunker.

Das System der Verladebrücken ist aus Abb. 2 zu ersehen; s. auch die Abb. 5 u. 6. Die Höhe von 20,25 m über S.-O. war erforderlich wegen der unter den Brücken arbeitenden 10 m hohen Erzbunker. Für die Berechnung der Eisenbauteile (St 37) waren folgende zulässige Beanspruchungen vorgeschrieben:

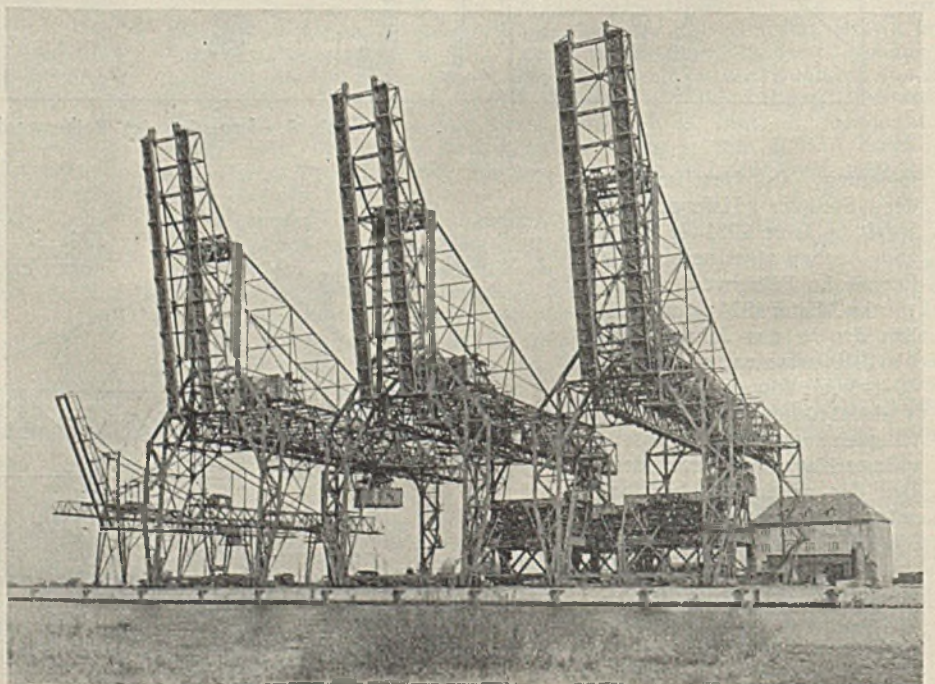


Abb. 5. Ansicht des fertigen Erzkais.

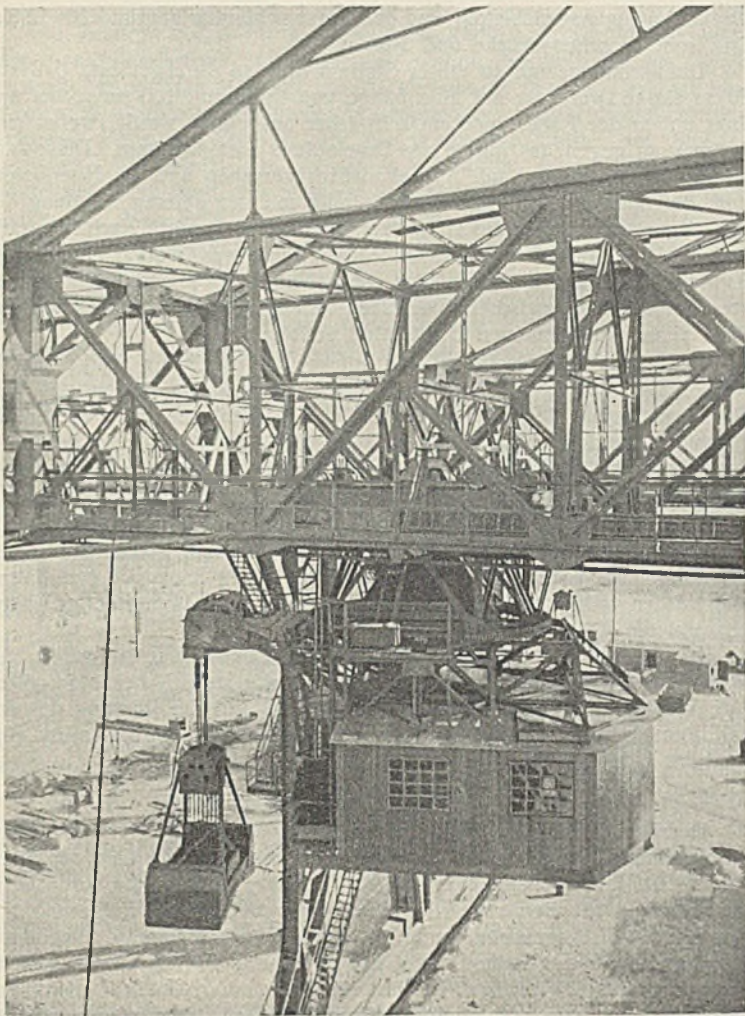


Abb. 6. Drehlaufkatze.

- für die Fahrbauteile 1000 kg/cm²,
- „ „ Hauptträger ohne Berücksichtigung der Zusatzkräfte 1200 kg/cm²,
- „ „ Hauptträger mit Berücksichtigung der Zusatzkräfte 1400 kg/cm².

Zu berücksichtigen waren: Eigengewicht, Katze mit Nutzlast (Greifer und Inhalt) von 15 t, Winddruck im Betrieb mit 75 kg/m², Winddruck außer Betrieb mit 250 kg/m², Bremskräfte beim Katzen- und Brückenfahren mit 15% des Gesamtgewichts der Katze bzw. der Brücke, Seitenstöße der Katze mit 8% der Raddrücke und Voreilen einer Stütze; nachzuweisen war auch der Einfluß schräg einfallenden Windes. Die Pufferkonstruktion am Ende der Katzenfahrbahn ist unter der Annahme, daß die eingebaute Endausschaltung versagt, für den vollen Stoß der nicht abgebremsten Katze mit Nutzlast bemessen. Das Gewicht einer Brücke beträgt ohne Berücksichtigung der Katze und des Bohlenbelages der Gehstege 552 t.

Es waren folgende Geschwindigkeiten vorgeschrieben:

- für das Brückenfahren gegen Wind von 30 kg/m² 20 m/Min.,
- „ „ Katzenfahren 140 m/Min.,
- „ „ Auslegereinziehen 8 Min.,
- „ „ Heben 60 m/Min.

Das Drehen der Katze sollte 2 1/2 mal in der Minute möglich sein.

An Motoren sind für jede Brücke vorhanden:

- 2 Katzenfahrmotoren . . . 47,5 PS gekapselt,
- 1 Drehmotor 19,0 PS gekapselt,
- 2 Hubmotoren je 125,0 PS offen (Derimotoren),
- 1 Schließmotor 125,0 PS offen (Derimotor),
- 1 Brückenfahrmotor . . . 163,0 PS gekapselt,
- 1 Einziehmotor 70,7 PS.

Alle vier Stützenfüße der Brücken werden angetrieben.

Die Drehlaufkatzen haben einen Ausleger von 5,5 m, ihr Gewicht ohne Greifer beträgt 79 t; die vier Laufräder haben Rollenlager und Stahlbandagen. Das Hubwerk besteht aus einem Zweitrommelwindwerk, bei dem die beiden Trommeln durch ein System von ineinanderlaufenden Stirnrädern derart miteinander verbunden sind, daß ein gleichzeitiges Bewegen der beiden Trommeln mit Hilfe der Hubmotoren zum Heben des Greifers und ein getrennter Antrieb der Hubtrommel durch den Schließmotor zum Öffnen oder Schließen des Greifers möglich ist. Das Rädergetriebe liegt in einem geschlossenen Stahlgußkasten vollkommen unter Öl. Sämtliche Greiferbewegungen geschehen ausschließlich durch Betätigung der Steuerhebel für die Hubmotoren und den Schließmotor. Zu jeder Brücke gehören je ein Erzgreifer von 2,25 m³ und von 3 m³ Fassungsvermögen. Als stündliche Mindestleistung war vorgeschrieben:

- aus dem Schiff in Eisenbahnwagen 120 t,
- aus dem Schiff in Leichter 180 t.

Die Verladebrücken sind geliefert von der inzwischen mit der Demag vereinigten Maschinenfabrik Tigler in Duisburg-Meiderich.

Bezüglich der Bunker ist unter I das Wesentlichste gesagt. Die Richtlinien für ihre Ausbildung waren von der Stettiner Hafengemeinschaft aufgestellt. Für die Verschlüsse des Hauptbunkers dienen Schwing-schieber, für diejenigen der Wiegebunker herunterklappbare Schurren. Die Verschlüsse werden elektrisch betätigt, und zwar für die Schwing-schieber durch zwei Motoren von je 19,7 PS und für die Schurren durch zwei Motoren von je 12,24 PS.

Die Bunkerwände sind aus 10 mm starken Blechen mit aufgelegten 8 mm starken Schweißblechen gebildet. Das Gewicht eines Bunkers beträgt 167 t, in der Festigkeitsberechnung sind außerdem berücksichtigt 260 t Erz (spez. Gewicht 3,5), wovon 60 t auf den Inhalt des Wiegebunkers entfallen.

Zwei Bunker lieferte die Maschinenfabrik Schenck in Darmstadt, den dritten die Maschinenfabrik Tigler, die zugehörigen selbsttätigen Waagen die Maschinenfabrik Schenck.

Brücken und Bunker, ebenso Schiebebühne und endloses Seil werden mit Drehstrom von 500 V betrieben. Die Stromversorgung geschieht durch ein 15 000-V-Kabel von der etwa 4 km entfernt liegenden Zentrale II des Großkraftwerks Stettin. Die Transformatoren- und die Schaltstation befinden sich im Erdgeschoß des neuen Dienstgebäudes, zunächst sind zwei Transformatoren von je 800 kVA aufgestellt, eine weitere Zelle für einen dritten Transformator ist vorgesehen.

V. Kosten.

Die Gesamtkosten betragen rd. 3 500 000 R.-M., davon entfallen auf eine Brücke mit Drehlaufkatze einschl. der elektrischen Einrichtung rd.	450 000 R.-M.
auf einen Bunker rd.	140 000 „
auf die Kaimauer (je m 2740 R.-M.)	360 000 „
auf das landseitige 117 m lange Kranschienefundament (je m 460 R.-M.)	54 000 „
auf die Schiebebühne	26 000 „
auf ihre Fundierung	18 000 „
auf die endlose Seilanlage (geliefert von Knackstedt in Cottbus)	30 000 „
auf ihre Fundierung	16 000 „

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G.

Von Ing. Hans Schachermeyr, Linz.
(Schluß aus Heft 9).

C. Die Mühlalkreuzung.

Der Druckstollen, der aus dem Einlaufbauwerk kommend in einem etwa 800 m langen Stück die Ortschaft Neufelden unterfährt, mußte, bevor er in das Kleinzeller Massiv eintritt, über die Mühl geleitet werden. Es herrschte lange keine Klarheit darüber, in welcher Weise die Überführung stattfinden sollte. Gute Gründe sprachen dafür, den Stollen unterhalb des Mühlbettes durchzuführen, für welche Möglichkeit auch die Lage des Hauptstollens bereits vorgesehen worden war. Sondierungen im Mühlflusse an der fraglichen Stelle sowie die Erwägung, daß es unter Umständen zweckmäßiger sei, an Stelle eines schwierigen Wasserbaues einen besser im voraus zu beurteilenden Hochbau zu setzen, ferner auch

die Erwägung wegen Herabsetzung des Innendruckes im Stollen unter Neufelden sprachen dafür, den Stollen als Aquädukt über den Mühlfluß zu bringen. Man war sich zwar darüber klar, daß der Übergang aus dem Stollenprofil in ein eisernes Rohr — denn nur ein solches kam wegen des Gewichtes in Frage — nicht unbedenklich ist. Man entschloß sich aber trotzdem dafür, da man das der elastischen Durchbiegung unterworfenen Tragwerk nicht mit dem Druckrohr kombinieren wollte.

Während die Baugrunduntersuchung am rechten Ufer den Fels in etwa 1,5 m Tiefe unter der Baugrubensohle vermuten ließ, bezweifelte man von vornherein, daß man am linken Ufer überhaupt den tragfähigen Fels erreichen würde. Die Aufnahme eines wagerechten Schubes einer

Konstruktion konnte also im Fundament nicht in Betracht kommen. Auch war man sich darüber klar, daß die Wasserhaltung der Baugrube in dem aus Sand und Lehm mit eingebetteten großen Granitblöcken bestehenden Grund, insbesondere bei großer Baugrube sehr schwierig sein würde.

Man entschloß sich deshalb, nach dem Entwurf des Verfassers eine Gründungsart zu wählen, die es ermöglicht, mit einer verhältnismäßig kleinen Baugrube auszukommen und doch ein Verfahren anzuwenden, das vor allem eine statisch bestimmte Konstruktion vorsah, die deshalb den Einwirkungen etwaiger Setzungen am linken Ufer gegenüber empfindlich war. Das statische System der Überbrückung besteht nunmehr aus einem Stampfbetonwiderlager von 4,70 m Breite und 7,50 m Länge, das vorerst auf dem rechten Ufer bis auf den tragfähigen Fels geführt erscheint, was in einer 4 m tiefen Baugrube möglich war.

Der Widerlagerpfeiler selbst wurde als Eisenbetonwinkelstützmauer ausgebildet, die gegen den Hang des Berges bzw. bis gegen das Stollenportal zu einem Eisenbetonrog von 5,10 m Länge vorschleibt, der den Zweck hat, als Gegengewicht zu dienen gegen einen auskragenden Arm des Pfeilers, der auf Flußstahllagern das als Einhängeträger ausgebildete Betontragwerk des Hauptfeldes abstützt.

Der Pfeiler selbst ist in einer ausgesprochenen Flächenlagerung auf dem Fundament aufgesetzt, mit einer elastischen Zwischenlage aus etwa 2 cm Asphalt und Pappe, die der Konstruktion jede aus den statischen Verhältnissen sich ergebende Formänderung gestattet. Die durch die Flächenlagerung bedingte statische Unklarheit gibt zu Bedenken keinen Anlaß.

Der Gegengewichtstrog wurde so bewehrt, daß er als Kragträger in der Lage ist, die ganze Hinterfüllungslast einschließlich der Rohre aufzunehmen, falls der Untergrund unter dem Kragteil sich setzen sollte und eine Druckübertragung auf diesen nicht einträte. Er ist aber auch darauf berechnet, daß er gegebenenfalls bei Auflagerung am Ende auf dem etwa angetroffenen gewachsenen Fels als Träger zwischen zwei festen Stützpunkten wirkt. Für den Fall, daß durch das vom Mittelträger ausgeübte Kragmoment der Auflagerpfeiler gegen den Fluß zu sich neigen sollte, tritt von selbst die Konsolenwirkung der Kragkonstruktion ein und ist das System wieder im Gleichgewicht.

Die beiden Pfeilerfluchten stehen 26 m voneinander ab, die Ausladung der Konsolen beträgt 5,40 m, die Spannweite des Mittelfeldes 15,20 m. Während es am rechten Ufer gelang, das tiefe Fundament auf gewachsenen Fels abzusetzen, war dies auf der linken Seite nicht möglich. Hier konnte der tragfähige Fels nicht erreicht werden, und auch die Untersuchung unter der Fundamentsohle in einem Stadium, wo die Wasserhaltung bereits am Ende ihrer Leistungsfähigkeit angelangt war, hat den Felsen in keiner erreichbaren Tiefe gezeigt. Man entschloß sich deshalb, die Fundamente zu verbreitern und als Eisenbetonplatte auszubilden. Die gewählte statische Lösung des gesamten Tragwerkes machte es möglich, hier unbedenklich auf die Erreichung des festen Grundes zu verzichten und auf dem unsicher erscheinenden Grunde, der aus sandigem Lehm mit Granitblockeinlagen bestand, zu gründen. Im übrigen wurde die Konstruktion genau ebenso wie am rechten Ufer ausgeführt, es besteht — wie gesagt — nur der Unterschied, daß das tiefgehende Fundament hier nicht auf dem gewachsenen Fels, sondern auf einer Eisenbetonplatte auf unsicherem Grund aufsitzt, die eine Bodenpressung von höchstens 2,80 kg/cm² ausübt.

Die Ausführung des Bauwerkes ging nach dem Entschlusse, auf die Erreichung des Felsens am linken Ufer zu verzichten, rasch vonstatten, insbesondere wurde durch die Verwendung von frühhochfestem Zement beim Tragwerk die Arbeit erleichtert und das Auftreten von Rissen vermieden. Es wurde streng darauf gesehen, daß die Betonierungsstufen so eingeteilt wurden, daß nicht etwa durch die neu hinzukommende Belastung Gerüstverformungen unter bereits betonierten und noch nicht abgebundenen Konstruktionsteilen zustande kommen konnten.

Es wurde deshalb auch das Mittelfeld selbständig von den Auslegern unterstellt. Erst nachdem die Überzeugung gewonnen war, daß die Kragträger durch die verhältnismäßig kleine Mehrlast bei Betonierung des Einhängefeldes nicht mehr Schaden leiden konnte, wurde die Betonierung des letzteren vorgenommen.

Die Auflageranordnung des Einhängeträgers wurde mit besonderer Sorgfalt durchgearbeitet, und die Lager selbst sind aus bestem Böhlerschen Gußstahl hergestellt. Die Anordnung gewährleistet eine vollkommen gleichbleibend zentrale Übertragung der Drücke des Einhängefeldes auf die Kragkonstruktion; hierbei wurde das feste Auflager auf dem linken Ufer und das bewegliche Auflager auf dem rechten Ufer angeordnet.

Das Triebwasser wurde in einem Flußeisenrohr von 2,80 m Durchmesser über die Brücke geführt, der Anschluß zwischen den beiden Stollenstücken geschah durch Eisenbetondruckrohre gleichen Durchmessers, die in normale Eisenbetonmanschetten im Stollen überführten.

Auf den Gegengewichtströgen ist im Anschluß an die Eisenrohre des Aquäduktes ein Eisenbetonrohr ausgeführt worden. Eine heikle Stelle war der Anschluß dieses Rohres auf dem an sich beweglich gedachten

Eisenbetongegengewichtstrog und dem unverschiebbar gegründeten Beton-druckrohr zwischen Brücke und Stollen.

Die Dehnungsfuge an dieser Stelle wurde so durchgeführt, daß das 20 cm starke Druckrohr auf eine Länge von insgesamt 100 cm rechts und links neben der Fuge um 8 cm schwächer ausgeführt wurde, wobei eine Aussparung gegen das Innere des Druckrohres zustande kam. Diese Aussparung wurde sodann mit Asphaltanstrich versehen und ein Eisenbetonring, der über die Fuge reicht und bündig mit der inneren Wandung des Rohres verläuft, mittels des Torkretverfahrens eingebracht. Nach Inbetriebsetzung der Wasserführung schweißte die Fuge etwas, worauf eine äußere Bandage, bestehend aus einer Lage von Asbestplatten mit Flußeisenblechen von 3 mm Stärke, zwischen Flacheisenschließen rechts und links von der Fuge einen vollkommenen Dichtschluß erzielte.

Das eiserne Druckrohr auf der Brücke, das nur 9 mm Stärke erhielt, wurde alle 4,64 m mit starken I-Eisenverstärkungen ausgerüstet, die Konsolen tragen, die ihrerseits durch kleine Walzenlager gegen die Brücke abgestützt wurden. Eine sorgfältig konstruierte Stopfbüchse in der Mitte der Brücke ermöglichte im Zusammenhalt mit den genannten Walzenlagern jedes einzelnen Versteifungsringes eine freie Beweglichkeit des Rohres, so daß unkontrollierbare Nebenspannungen nicht eintreten können.

Das Eisenbetonrohr zwischen Stollen und Brücke, sowie der Eisenbetonrog und auch das Übergangsstück zwischen Eisenrohr und Betonrohr wurden vollkommen mit Erde zugeschüttet, und ein profilierter Damm verdeckt die Konstruktion.

Die gesamte konstruktive Lösung des Überführungsbauwerkes, das trotz seiner umständlichen Anordnung so gut wie statisch bestimmt gelten darf, scheint sich zu bewähren. Auch die ästhetische Wirkung des das Tal übersetzenden Druckrohres auf der Eisenbetonkonstruktion ist eine durchaus befriedigende.¹⁾

D. Der Stollenbau.

Der Druckstollen von Partenstein, der in der böhmisch-herzynischen Granitformation in einer Länge von 5,614 km (einschließlich der Rohrbrücke) mit 2,95 m l. Durchm. ausgeführt wurde, ist der erste europäische Druckstollen, bei dem von der Bauleitung sogleich die Folgerung aus dem Ritom-Unfalle gezogen wurde, indem man die kreisförmige Ausbildung des Querschnittes beschloß. Es folgte diesem Entschlusse die gleiche Maßnahme der Schweizerischen Bundesbahnen am Kraftwerke Amsteg, dessen Stollen jedoch infolge günstigerer Baubedingungen schneller in Betrieb kam als derjenige des Kraftwerkes Partenstein.

Der Stollen hat einen höchsten Innendruck von 45 m. Zur Zeit der Aufstellung des Entwurfs bedeutete es immerhin ein technisches Wagnis, diesen hohen Innendruck anzunehmen.

Es würde zu weit führen, hier alle technischen Probleme zu erörtern, die die normale Stollenherstellung in dem durchgehenden granitischen Gestein mit sich gebracht hat. Hier sei nur auf die anormalen Stellen hingewiesen und deren Ursachen und technische Auswirkung auf den Stollenbau besprochen.

Es war vor Beginn des Stollenbaues durch geologische Aufnahmen bekannt, daß das Gestein im Plateau von Kleinzell, unter das der Hauptteil des Druckstollens zu liegen kam, zwei verschiedene Gesteinsarten aufwies, und zwar ein altes porphyrisches Grundgestein mit teils pegmatitischer, teils gneisartiger Struktur mit starkem Einschlag von schwarzem Glimmer; ferner ein feiner gekörntes, granitisches, lichtereres Gestein mit weißem Glimmer, das zur Bildung von fast senkrecht zueinander stehenden Spaltenfugen neigte und bereits seit vielen Jahren in Steinbrüchen gewonnen wird. Das lichtere Gestein bildete einen späteren Aufbruch in einem Lakkolithen, der das Grundgestein hochgehoben hat. Der Aufbruch war allorts mit den Hochquellen zahlreicher Gänge von Lamprophyr verbunden, und zwar zeigten sich überall ausgesprochene Kontakterscheinungen mit druckhaften Verwitterungsprodukten im Gestein. Es konnten diese starken Druckerscheinungen als wahrscheinliche Auswirkung der seinerzeitigen Aufbruchenergie festgestellt werden. Die in der Kontaktzone in Mitleidenschaft gezogenen Gesteinspartien sind durchwegs in Sereztilehm umgebildet, der unter gleichzeitigem Vorhandensein von Wasser in den fraglichen Partien für den Stollenbau die größten Schwierigkeiten bedeutete. Dieser fast kreisförmig verlaufende Aufbruch des jüngeren Gesteins mußte an zwei Stellen durchörtert werden: an der südlichen Stelle in Stollenkilometer 5,280 in einer Stollenlänge von rd. 40 m, im nördlichen Teil bei Stollenkilometer 2,560 mit einer Stollenlänge von 8 bis 9 m.

Die Schwierigkeiten, die sich in diesen Partien dem Druckstollen entgegenstellten, waren zuerst rein bergmännischer Art. Man konnte ihrer durch schwere Longarinen-Zimmerung erst im Richtstollen, dann im Vollausbruch Herr werden. Der auftretende Gebirgsdruck zeigte eine ausgesprochene, örtliche Richtung vom Verwerfer gegen das Grundgestein zu.

¹⁾ Vergl. übrigens „Die Bautechnik“ 1925 vom 16. Juni; Dr. Randzio, Neue Stollenbauten.

Die Tatsache, daß in der lehmigen Auffüllung der Verwerfungsspalten reichlich Wasser vorhanden war, nötigte nun auch für das fertige Bauwerk zur größten Vorsicht, da Nachbrüche in großem Umfange eintraten und nicht alle entstandenen Hohlräume ausgeschlichtet werden konnten. Überdies herrscht an der fraglichen Stelle bei Stollenkilometer 5,270 bereits ein Innendruck von 40 m, so daß vom Standpunkte der Dichtigkeit des Stollens besondere Vorkehrungen am Platze erschienen. Man löste die Aufgabe in der Weise, daß man drei verschiedenen theoretischen Forderungen drei verschiedene konstruktive Lösungen entgegenstellte.

Dem Gebirgsdruck wurde durch eine doppelte Ringausmauerung von je 40 cm Stärke aus Betonkünststeinen in Pyramidenstutzform mit eingelassenen Mörtelrillen das Gleichgewicht geboten. Diese Mauerung wurde mit einem inneren Durchmesser von 3,35 m ausgeführt und auf beiden Auflagerpunkten noch entsprechend in das gesunde Gestein eingebunden.

In diesen doppelten Ring — geeignet zur Abwehr des Bergdruckes — wurde nun ein Eisenbetontragrohr von 25 cm Wandstärke eingelegt, dem die Aufgabe zugeteilt wurde, die äußeren Kräfte aufzunehmen, die der druckhafte Lehm auf das Stollenrohr ausübt unter der Annahme, daß die beiden Auflagerpunkte mit gesundem Gestein als fest anzusehen sind, und die Ausfüllung der Verwerfungsspalten entsprechend dem Reibungswinkel des Materials und der Kreisform des Rohres dieses belaste. Hierbei wurde bei diesen rigorosen und die Bodenreaktion unter dem Stollenrohr vernachlässigenden Annahmen allerdings auf sehr hohe Beanspruchung der Bewehrung der Eisenbetonstollenröhre gegangen.

Um endlich den Innendruck des Stollens aufzunehmen, wurde in das biegesteife Stollenrohr eine 7,5 cm starke, bewehrte Torkretmanschette als Dichtung gegen Innendruck eingelegt. Man hielt es für notwendig, die statisch wirksame Konstruktion zur Aufnahme des Bergdruckes von der den Innendruck aufnehmenden baulichen Anordnung zu trennen, eine Vorkehrung, die vielleicht erst dann ganz zur Auswirkung gekommen wäre, wenn man zwischen dem Eisenbetonrohr und der Torkretmanschette ein genügend Bewegungsfreiheit erlaubendes elastisches Zwischenmittel eingeschaltet hätte; wovon man aber bei der Ausführung Abstand nahm, da irgendwelche Bewegungen im ausgemauerten Stollen

während der weit über ein Jahr dauernden Beobachtungszeit nicht zu bemerken waren (Abb. 7).

Ähnlich wie beim südlichen Durchbruch wurden die Schwierigkeiten auch bei der nördlichen Durchquerung der Verwerfungszone bewältigt, doch wurde dort entsprechend der Einstellung der daselbst beschäftigten Bauunternehmung an Stelle der Kunststeinmauerung eine solche aus Bruchsteinen angewendet.

Unerwartete Schwierigkeiten brachte die Klüftung des granitischen Gesteins unterhalb der Ortschaft Kleinzell. Hier trat in dem vollkommen stand-

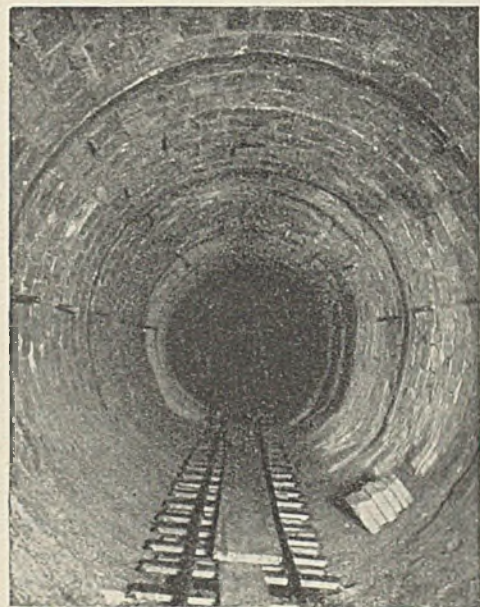


Abb. 7. Formsteinauskleidung im Stollen.

sicheren und verlässlich anmutenden Gestein beim Richtstollenvortrieb ein Verbruch ein, der eine starke Verzögerung der Stollenarbeiten zur Folge hatte.

An diesen Stellen waren die normalen Klüfte des granitischen Gesteins, die sonst fast durchweg mit Kaolin ausgefüllt sind, durch einen Grundwasserstrom, der scheinbar vom Plateau von Kleinzell gegen die Mühl zu in Bewegung ist, vollkommen ausgewaschen. Ein Wassereintrich im Stollen aus den ausgewaschenen Wasserwegen zwischen den Klüften des Gesteins hielt die Stollenbauleitung in Atem, als plötzlich die vollkommen intakt aussehende und aus härtestem Gestein bestehende Stollenfirst trotz vorhandener Zimmerung zusammenbrach, wodurch ein etwa 20 m hoher Dom über dem Verbruchstück entstand, aus dem 600 l/Min. Wasser zum Stollen zudrang. Die sich lose gegeneinander stützenden, des Zwischenmittels beraubten Blöcke des Gesteins hatten durch die Stollenröhre den Halt verloren und waren in den Hohlraum des Stollens eingestürzt.

Der Einbruch, der etwa 25 m hinter der Brust des Vortriebes stattfand, und der so rechtzeitig bemerkt wurde, daß die Belegschaft in

Sicherheit gebracht werden konnte, machte außerordentliche bergmännische Schwierigkeiten, da die zerdrückte Zimmerung und die großen und harten, im Verbruch vorhandenen Granitblöcke bei dem labilen Gleichgewicht der noch nicht abgestürzten Teile im Dome des Verbruches die größte Vorsicht notwendig machten. Der Vortrieb durch die eingestürzten Stellen war nur mit Zuhilfenahme von Eisenbahnschienen zum Hochheben der Kappen und ähnlichen Hilfsmitteln möglich. Nach einem außerordentlich mühsamen Vortrieb und Vollausrückarbeit wurde die First des verbrochenen Stollens durch ein starkes Bruchsteingewölbe gesichert, die Wasseradern in Rohren gefaßt und der Dom ausbetoniert bzw. ausgeschlichtet und so gegen weitere Nachbrüche gesichert. Durch Einlage eines Eisenbetonrohres über die Verbruchstrecke und einer Torkretmanschette wurden die Schwierigkeiten überwunden. Es folgten dieser Stelle noch einige andere gleichen Charakters, denen man aber — durch die Erfahrung klug gemacht — von vornherein mit besonderer Vorsicht entgegentrat, so daß es dort zu Verbrüchen nicht mehr kam. Der Wasserdurchgang an diesen Stellen blieb jedoch bis zum Schluß so stark, daß es nicht gelang, alle Quellen durch Einpressung von Zementmilch oder Verstopfen zurückzudrücken. Messungen zeigten bis 6 at Überdruck der Quellen. Diese Quellen speisen noch heute den Stollen, d. h. sie wurden zur künstlichen Wasserversorgung von Kleinzell herangezogen, die notwendig gewesen war, da der Grundwasserspiegel des Plateaus durch den Wassereintrich im Stollen ein für allemal so weit abgesenkt ist, daß die Brunnen der Gegend unbrauchbar geworden sind.

Einige der Hauptwasseradern im Verbruche wurden in einer besonderen Wasserführung zusammengefaßt und etwa 800 m weit bis zu einem aus anderen Gründen bei Stollenkilometer 4,169 erbauten Schacht geführt, von wo aus durch eine Tiefbrunnenpumpe das von der Stollenwasserführung getrennt gehaltene Quellwasser zum Zwecke der Wasserversorgung des geschädigten Gebietes aufgepumpt wird.

Was endlich die bei der Stollenherstellung besonders brennende Frage der Fähigkeit des Gesteins zur Aufnahme des Innendruckes anbelangt, so mußte man trotz aller theoretischen Erkenntnisse sich bei diesem Bau auf rein gefühlsmäßige Beurteilung beschränken. Der Vorschlag des Verfassers, das ganze Stollenstück auf den Betriebsdruck einfach abzupressen, der in der Schweiz in technisch mustergültiger Art und Weise, allerdings mit Aufwand großer Kosten, durchgeführt und für brauchbar erprobt wurde, konnte in Partenstein nicht die gewünschten Ergebnisse bringen. Die Bauleitung versuchte an einem der Mühlalkreuzung folgenden Stück die Abpressung, doch konnte mit Rücksicht auf den Umstand, daß es nicht möglich war, mittels hydrostatischen Druckes den Probedruck zu erzeugen, und zur Einstellung von Abpreßpumpen geschritten werden mußte, die länger andauernde Haltung des Probedruckes nicht erreicht werden. Man wollte und konnte auf die maschinentechnische Ausrüstung der Versuche keine zu großen Kosten aufwenden, die vorhandenen technischen Mittel aber waren nicht geeignet, die Voraussetzungen für den Versuch einwandfrei sicherzustellen. Man entschloß sich deshalb, auf die Abpreßversuche zu verzichten, zumal man ja bereits in den Amsteger Versuchen im Zusammenhalt mit dem Vergleich der Gesteinsbeschaffenheit der beiden Stollen genügend Anhaltspunkte zu haben glaubte, daß man auch ohne Versuche den richtigen Weg gehen würde. Die zum Ansetzen der Abpreßdeckel im ganzen Stollen bereits in gewissen Abständen vorhandenen Wülste wurden deshalb wieder entfernt und die Innenbewehrung gefühlsmäßig dort angebracht, wo man aus den Erfahrungen des Vortriebes schlechte Gesteinsbeschaffenheit und somit große Wasserdurchlässigkeit vermuten durfte. Mit steigendem Innendruck wurde man bei der Beurteilung nach der angegebenen Richtung immer strenger, so daß man in den letzten Stollenstrecken, die unter einem Innendruck von 39 bis 45 m stehen, fast durchweg bewehrte Torkretmanschetten anordnete, besonders wegen der Tatsache, daß in diesem Teile des Stollens die Drucklinie sich dem Gelände bereits stark nähert und auch die seitliche Vorlagerung von gewachsenem Boden schon gering wurde.

Insgesamt wurden Torkretmanschetten von 668 m Länge angewendet. Die Eisenbeanspruchung der Manschetten ist mit Rücksicht darauf, daß man auch dem Fels immerhin eine gewisse Lastübernahme zumuten durfte, zu 1600 bis 1800 kg/cm² gewählt. Nur in den Verbruch- und Verwerfungsstrecken war der größte Teil des Innendruckes von den Manschetten aufzunehmen, so daß hier mit einer Eisenbeanspruchung von rd. 1200 kg/cm² gerechnet worden ist.

Man kann heute nicht sagen, ob man nicht mit weniger Manschetten oder weniger Eisen das Auslangen gefunden hätte. Tatsache ist, daß man nicht zu wenig getan hat, da der Stollen überhaupt kein Wasser verliert, mit Ausnahme kleiner Verluste in den beiden Fensterstollenpfropfen und Abschlußtüren, sondern im Gegenteil an einigen Stellen Wasser aus der Verbruchstrecke unter großem Druck in den Stollen eindringt, ein Umstand, der deutlich erkennbar wurde, als man versuchte, bei geschlossenen Absperrorganen am Krafthaus etwaige Verluste im Stollen durch Wassermessungen an den Schützen des Einlaßbauwerkes festzustellen.

E. Das Krafthaus. (Abb. 8.)

Dieses Bauwerk ist an sich von Interesse, weil es zur Gewinnung eines noch 17 m betragenden Gefälles zwischen der Krafthausstelle und dem Mündungsgebiete der Großen Mühl in die Donau die Aufstellung der Turbinen in einem etwa 25 m tiefen Schacht zeigt, wodurch eine stehende Anordnung der Maschinen mit etwa 16 m langen stehenden Wellen bedingt ist. Die hierbei dem Bauingenieur gestellten Aufgaben waren an sich keine ungewöhnlichen. Schwierigkeiten bereitete nur die Frage der Dichthaltung der Maschinenräume in der Tiefe des Schachtes gegen das zudringende Bergwasser. Mit Rücksicht auf die elektrische Ausrüstung für die Hilfsanlagen der Turbinen, die Signal- und Fernsteuerungsanlagen war eine solche unbedingt als erforderlich angesehen. Die Baugrube des Schachtes zeigte starken Wasserandrang. Weiter war der Fels in größeren Partien verwittert und nicht ohne starke Druckerscheinungen. Bei der großen Tiefe des Schachtes war es von vornherein als aussichtslos zu erkennen, den Schacht als schwimmendes Dock zu konstruieren unter Zugrundelegung des ganzen hydrostatischen Druckes. Es mußte deshalb eine Konstruktion gefunden werden, die

1. die einwandfreie Übertragung der Druckkräfte aus der Baugrube auf die Innenkonstruktion des fertigen Schachtes gewährleistet,
2. eine ausreichende Ableitung der Bergwässer gesucht werden, die das Zustandekommen des ganzen hydrostatischen Druckes als Auftrieb von vornherein ausschloß,
3. eine derartige Abdichtung gesucht werden, die jedes Durchdringen von Bergwasser in das Maschinenhausinnere unmöglich macht.

Die Lösung wurde folgendermaßen gefunden:

Der Schacht wurde rundherum etwa 1 m weiter ausgebrochen, als es die Konstruktion der Ausmauerung notwendig machte. Sodann wurde der in Eisenbeton durchgebildete Innenbau des Schachtes, der geschößweise wagerechte Absteifungen gegen Innendruck erhielt, vollkommen fertiggestellt, und die Außenwände erhielten im Anschluß an die durchgehende wagerechte Isolierung auf dem Grunde des Schachtes einen 2 cm starken Zementglattstrich. Ein gleicher Glatstrich wurde auch an den Innenwänden an jenen Stellen, die mit der Außenkonstruktion in Verbindung waren, angebracht. Sodann erhielt die Außenhaut der Schachtkonstruktion, von unten aufsteigend, etagenweise eine Isolierung aus dreimaligem Asphaltanstrich mit zweifacher Pappereinlage. Diese Isolierschicht wurde sodann nochmals durch eine 2 cm starke Mörtelschutzschicht gesichert. Um nun die Bergwässer abzuleiten, wurden sämtliche Quellen aus dem Felsen in Drainrohre gefaßt und in einen Pumpensumpf geleitet, der an der tiefsten Stelle des Maschinenhauses angebracht ist und entweder die Entleerung in das Unterwasser oder das Auspumpen durch eigens hierzu vorhandene stehende Pumpen in den Pufferschacht des Unterwasserstollens gestattet. Zur Übertragung des Bergdruckes zwischen Baugrubenwand und Eisenbetonkonstruktion wählte man einen sandarmen Beton aus gebrochenem Granitschotter, den man als „Drainagebeton“ bezeichnete. Dieser sollte bei Sicherstellung einer gewissen Festigkeit die Wasserzuführung der Sickerwässer zu den Drainleitungen besorgen. Dieser Betonkörper wurde sektionsweise wagerecht mittels einer wasserundurchlässigen Zementstrichschicht abgeteilt, und zwar erhielt jede solche Schicht einen rund um das Krafthaus laufenden Kanal in geschliffenem Zementmörtel, in den die Drainleitungen der oberhalb liegenden Sektionen eingeführt wurden. Aus diesen Kanälen wurden in gußeisernen Rohrstützen die Bergwässer durch die Eisenbetonwände des Krafthaus durchgeföhrt. Jeder Stutzen ist durch einen Schieber verschließbar. Alle diese Wasserzuleitungen vereinigen sich in dem bereits besprochenen Pumpensumpf im Krafthaus.

Die Absperrbarkeit der Drainagewasserstutzen aus den einzelnen Sektionen des Entwässerungssystems verfolgt den Zweck, für den Fall des Hochwassers in der Mühl die übermäßige Abföhrtung von Drainagewässern, die gegebenenfalls zu einer starken Ausspülung der derzeitigen WasserzuföhrtungsKanäle im Gebirge föhren könnten, zu vermeiden. Mit absinkendem Hochwasser müssen die Schieber der einzelnen Sektionen wieder geöffnet werden, um den schnelleren Abfluf der Grundwassermassen zu ermöglichen.

Der Berechnung der äußeren Hülle des Schachtes wurde die Annahme zugrunde gelegt, daß vom Gelände bis auf den gewachsenen Fels das Anwachsen des hydrostatischen Druckes bis auf seine theoretische Höhe berücksichtigt werden müsse, und vom gewachsenen Fels ab der Druck

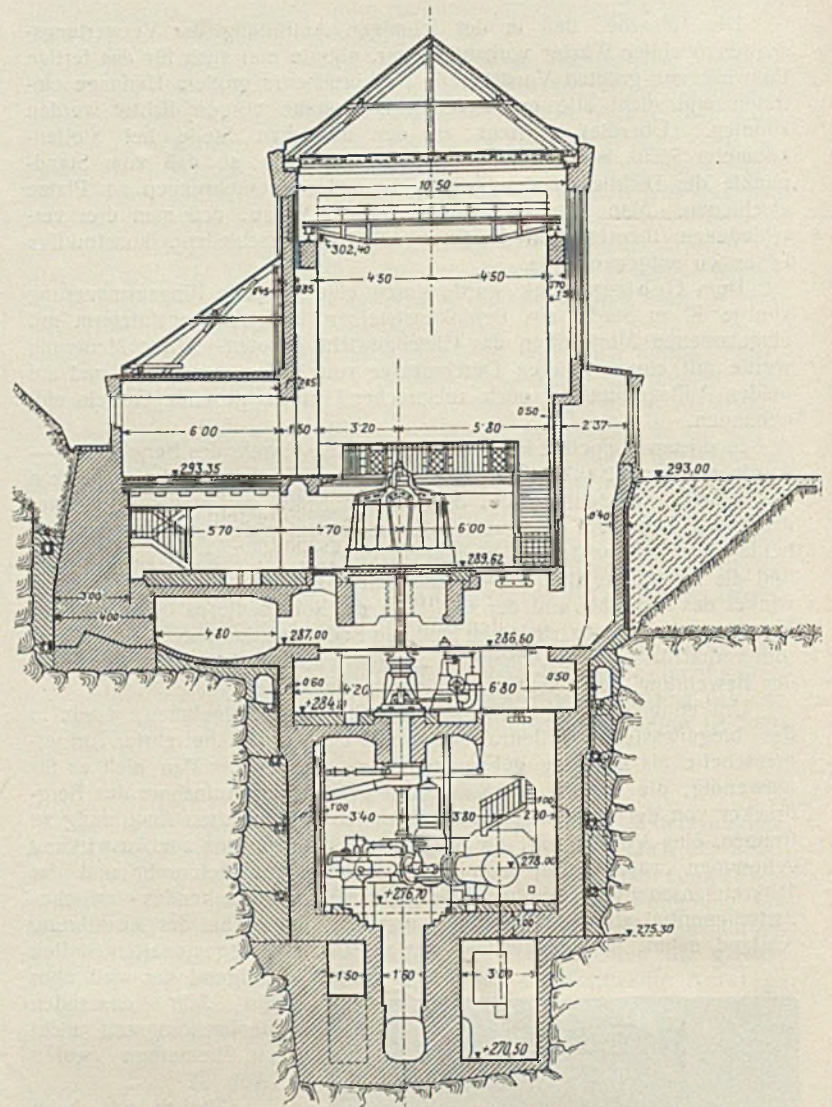


Abb. 8. Maschinenhaus Partenstein. Querschnitt.

keine Erhöhung mit der Tiefe erleide. Durch die Teilung der ganzen Tiefe in Drainagesektionen, die gegeneinander gewissermaßen vollkommen abgeschlossen sind und in denen ein Überdruck nicht zustande kommen kann, war diese Annahme mehr als berechtigt.

Weiter sind zur Revision der Anlage im Drainagebeton Absteigeschächte angeordnet worden, die in den Sektionshorizonten durch Deckel verschlossen wurden; von diesen Schächten aus können die Kanäle durchleuchtet und kontrolliert werden.

Das Maschinenhaus, das nun schon seit drei Jahren in Betrieb ist, blieb durch die besprochenen Anordnungen vollkommen trocken, es haben sich gar keine Haarrisse in der Konstruktion und keine feuchten Flecke an den Wänden gezeigt. Die zuerst aufgetretenen mineralischen Ausscheidungen aus dem Drainagebeton, die das Verstopfen der Sektionskanäle zu befürchten gaben, haben sich bald gegeben, zumal durch vorhandene Revisionschächte das Durchputzen der Sektionskanäle leicht möglich war.

Es darf mit Befriedigung gesagt werden, daß die baulichen Einrichtungen des gesamten Kraftwerkbaues sich bestens bewährt haben. Es handelt sich bei einem derartigen Bau sowohl um die Bewältigung der anfallenden konstruktiven Schwierigkeiten, als auch um das organische Zusammenfassen und gegenseitige Ergänzen aller baulichen Maßnahmen mit Maschinenlieferung und Montage. Daß man bei der Bauausföhrtung allen diesen Forderungen gerecht wurde, zeigt der klaglose Betrieb der Anlage und die günstige wirtschaftliche Lage der Oberösterreich. Wasserkraft- und Elektrizitäts A.-G., deren Hauptaktivum das Kraftwerk Partenstein ist.

Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

Im nachstehenden werden Blechträgerbrücken behandelt, deren Verstärkung mit Hilfe von seitlich angeordneten Hängewerken im Reichsbahndirektionsbez. Stettin in letzter Zeit wiederholt mit Erfolg ausgeföhrt worden sind.¹⁾

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 42, S. 611.

Hinsichtlich der Auflagerung der seitlichen Hängewerke sind zwei Fälle zu unterscheiden: Die Auflagerung kann entweder unmittelbar an den Auflagern der Hauptträger oder an einer Stelle der Hauptträger angeordnet sein, an der der vorhandene Querschnitt noch für den vorgeschriebenen Lastenzug genügt. Im ersten Fall ist die Auflagerung als

starr, im zweiten Fall als elastisch anzusehen. Die zweite Anordnung empfiehlt sich besonders bei größeren Stützweiten, um Verstärkungsmaterial zu sparen. In der Berechnung sind ferner auch gerade und schiefe Brücken zu unterscheiden, da ihre statischen Verhältnisse nicht gleich sind. Im nachstehenden ist nur die Berechnung der geraden Brücken wiedergegeben, und es wird angenommen, daß in den Unterstützungspunkten a, b, a', b' (s. Abb. 1) der Hauptträger durch die unmittelbar neben deren Auflagern abgestützten Hängewerke negative Auflagerdrücke nicht aufgenommen werden können.

Das System ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen werden die Auflagerdrücke X_a und $X_{a'}$ der Hauptträger in den Punkten a und a' angenommen. Bei gleichzeitiger Belastung der Hauptträger AB und $A'B'$ (die Querschwellen liegen unmittelbar auf den Hauptträgern) ergeben sich die Größen X_a und $X_{a'}$ aus folgenden Gleichungen

$$(1) \quad X_a \delta_{aa} + X_{a'} \delta_{aa'} + \sum P_m \delta_{am} + \sum P_{m'} \delta_{am'} = 0$$

$$(2) \quad X_a \delta_{a'a} + X_{a'} \delta_{a'a'} + \sum P_{m'} \delta_{a'm'} + \sum P_m \delta_{a'm} = 0.$$

Darin bedeutet:

- δ_{aa} = Verschiebung des Punktes a infolge $X_a = 1$
- $\delta_{aa'}$ = " " " " $X_{a'} = 1$
- $\delta_{a'a}$ = " " " " $X_a = 1$
- $\delta_{a'a'}$ = " " " " $X_{a'} = 1$
- δ_{am} = " " " " a " einer Last $P_m = 1$ auf dem Hauptträger AB im Punkte m
- $\delta_{am'}$ = Verschiebung des Punktes a infolge einer Last $P_{m'} = 1$ auf dem Hauptträger $A'B'$ im Punkte m'
- $\delta_{a'm}$ = Verschiebung des Punktes a' infolge einer Last $P = 1$ auf dem Hauptträger AB im Punkte m
- $\delta_{a'm'}$ = Verschiebung des Punktes a' infolge einer Last $P = 1$ auf dem Hauptträger $A'B'$ im Punkte m' .

Aus den beiden obigen Gleichungen ergibt sich mit $P_m = P_{m'} = 1$

$$(3) \quad X_a = \frac{(\delta_{a'm} + \delta_{a'm'}) \delta_{aa'} - (\delta_{am} + \delta_{am'}) \delta_{a'a'}}{J}$$

und

$$(4) \quad X_{a'} = \frac{(\delta_{am} + \delta_{am'}) \delta_{a'a} - (\delta_{a'm} + \delta_{a'm'}) \delta_{aa}}{J}$$

wobei

$$(5) \quad J = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{aa'} \\ \delta_{a'a} & \delta_{a'a'} \end{vmatrix} = \delta_{aa} \delta_{a'a'} - \delta_{a'a}^2.$$

Zustand $X_a = 1$.

Ermittlung von δ_{aa} .

Die Verschiebung δ_{aa} ergibt sich mit Hilfe der Arbeitsgleichung aus:

$$\delta_{aa} = \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} + \sum \frac{S_a^2 \varrho}{E}$$

darin ist

$$\varrho = \frac{l}{F}$$

Das Integral $\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ}$ erstreckt sich über alle Teile, die eine Momentenfläche infolge $X_a = 1$ aufweisen. Es kommen in Betracht: die beiden Unterzüge 11' und 22' und der Hauptträger AB .

In dem Ausdruck $\sum \frac{S_a^2 \varrho}{E}$ sind alle Stäbe der beiden Hängewerke, die aus der Belastung $X_a = 1$ Spannkraft erhalten, zu berücksichtigen.

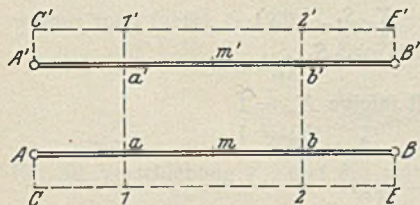


Abb. 1.

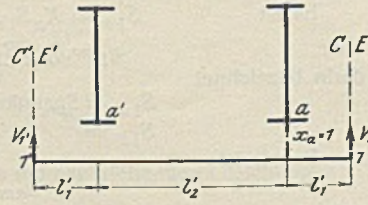


Abb. 2.

Wird $X_a = 1$ angenommen, dann entsteht am Auflagerpunkte b (Abb. 1) die gleiche Auflagerkraft 1, da Gleichgewicht herrschen muß. Die auf die Unterzüge 11' und 22' in den Punkten a und b wirkenden Kräfte 1 werden von den beiden Hängewerken CE und $C'E'$ aufgenommen. Die in den Punkten 1, 1', 2 und 2' angreifenden Kräfte betragen (Abb. 2)

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{l_1' + l_2'}{2l_1' + l_2'} \\ V_1' &= \frac{l_1'}{2l_1' + l_2'} \end{aligned} \right\} \text{als Reaktionen nach oben gerichtet.}$$

Als wirkende Kräfte sind V_1 und V_1' nach unten gerichtet.

Wegen des Gleichgewichts wirken in den Punkten 2 und 2' die gleichen Kräfte wie in den Punkten 1 und 1' (Abb. 3 u. 4). Es ist demnach:

$$V_2 = V_1 \text{ und } V_2' = V_1'.$$

In dem Hängewerk CE werden durch die Kräfte V_1 und $V_2 = V_1$ nachstehende Spannkraften hervorgerufen:

$$S_{1a} = + V_1 \cdot \frac{s_1}{f} = S_{1'a}$$

$$S_{2a} = + \frac{V_1 s_1'}{f}$$

$$S_{3a} = - S_{2a}.$$

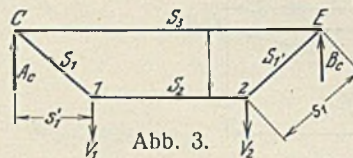


Abb. 3.

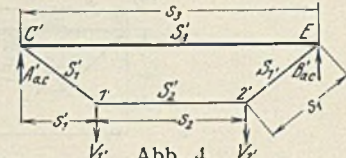


Abb. 4.

Die Auflagerkräfte in den Punkten C und E sind

$$A_{ac} = B_{ae} = V_1 \text{ (Abb. 3).}$$

In den Punkten 1' und 2' des Hängewerkes $C'E'$ greifen die Kräfte V_1' und $V_2' = V_1'$.

Die Spannkraften betragen:

$$(6) \quad S'_{1a} = + V_1' \cdot \frac{s_1'}{f} = S'_{1'a}$$

$$(7) \quad S'_{2a} = V_1' \cdot \frac{s_1'}{f}$$

$$(8) \quad S'_{3a} = - S'_{2a}.$$

Ferner ist

$$(9) \quad A'_{ac} = B'_{ae} = V_1'.$$

Nach Ermittlung sämtlicher Spannkraften S_a der beiden Hängewerke infolge $X_a = 1$ läßt sich der Ausdruck $\sum S_a^2 \varrho$ leicht berechnen.

Die Momentenflächen der beiden Unterzüge 11' und 22' sind einander gleich, da die angreifenden Kräfte gleich groß sind (Abb. 5).

Das Moment infolge $X_a = 1$ im Punkte a beträgt

$$Y_{a1} = \frac{(l_1' + l_2') l_1'}{2l_1' + l_2'}.$$

Für beide Unterzüge ist, falls die Trägheitsmomente gleich sind:

$$2 \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{2 \cdot 2 S_{11}'}{EJ_q}$$

Darin bedeutet S_{11}' das statische Moment der Momentenfläche in bezug auf die Achse 1-1'.

$$\text{Es ist} \quad S_{11}' = Y_{a1}^2 \cdot \frac{(2l_1' + l_2')}{6},$$

somit für beide Unterzüge

$$2 \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{2(l_1' + l_2')^2 l_1'^2}{3EJ_q(2l_1' + l_2')}.$$

In den Auflagerpunkten des Hauptträgers AB greifen die Auflagerkräfte A_{ac} und B_{ae} des Hängewerkes CE (Abb. 3), und in den Punkten a und b wirkt je eine Kraft 1 (Zustand $X_a = 1$), die nach oben gerichtet ist, während die Auflagerkräfte A_{ac} und B_{ae} als wirkende Kräfte nach unten gerichtet sind. Die Konsole in den Punkten A und B , die zur Auflagerung des Hängewerkes dienen, werden als starr angenommen.

Die Momente sind positiv, wenn sie im Obergurt Druck erzeugen. Zur Abkürzung werden die Momente in den Punkten a und b mit Y_{aa} und Y_{ab} bezeichnet. Wegen der Symmetrie ist $Y_{aa} = Y_{ab}$.

Nach Müller-Breslau, Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, zweite Abteilung, ergibt sich:

$$\text{Auflagerkräfte:} \quad A = B = A_{ac} - 1$$

$$\text{und} \quad \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{Y_{aa}^2}{EJ} \left[\frac{2}{3} \cdot l_1 + l_2 \right],$$

$$\text{wobei} \quad Y_{aa} = -l_1 = Y_{ab}.$$

Für die Verschiebung δ_{aa} ergibt sich somit:

$$(10) \quad \delta_{aa} = \frac{2(l_1' + l_2')^2 l_1'^2}{3EJ_q(2l_1' + l_2')} + \frac{l_1'^2}{EJ} \left[\frac{2}{3} \cdot l_1 + l_2 \right] + \sum \frac{S_a^2 \varrho}{E}.$$

Ermittlung von $\delta_{a'a}$.

Wegen der symmetrischen Anordnung ist die Verschiebung $\delta_{a'a}$ infolge $X_{a'} = 1$ gleich der Verschiebung δ_{aa} . Es ist demnach

$$(11) \quad \delta_{a'a} = \delta_{aa}.$$

Ermittlung von $\delta_{aa'} = \delta_{a'a}$

Die Verschiebung $\delta_{aa'}$ folgt aus

$$\delta_{aa'} = \int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} + \frac{\Sigma S_a S_{a'} \varrho}{E}$$

Für die Zustände $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$ haben die Momentenflächen für beide Unterzüge 11' und 22' die in Abb. 7 angegebene Gestalt.

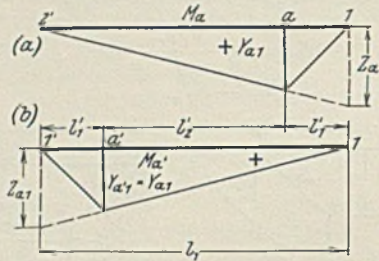


Abb. 7.

Die Momente in den Punkten a und a' sind einander gleich. In diesem Fall ergibt sich für das Integral

$$\int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ}$$

die leicht zu entwickelnde Formel:

$$\int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{Z_a Z_{a'}}{6EJq'l'} [l'^2 - 2l_1'^2]$$

Nach Seite 123 ist

$$\gamma_{a1} = \frac{(l_1' + l_2')l_1'}{2l_1' + l_2'}$$

somit

$$Z_a = Z_{a'} = \gamma_{a1} \cdot \frac{l'}{l_1' + l_2'}$$

und für beide Unterzüge:

$$2 \int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{\gamma_{a1}^2 l'}{3EJq(l_1' + l_2')^2} [l'^2 - 2l_1'^2]$$

Die in dem Ausdruck $\Sigma \frac{S_a S_{a'} \varrho}{E}$ vorkommenden Spannkkräfte beider Hängewerke infolge $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$ sind in der nachstehenden Tabelle enthalten (vergl. S. 123).

Stab	S_a $X_a = 1$	$S_{a'}$ $X_{a'} = 1$
S_1	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$
S_2	$+V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$
S_3	$-V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$	$-V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{1'}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$
$S_{1''}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$
$S_{2'}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{3'}$	$-V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$	$-V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{1''}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$

Es ist somit:

$$(12) \quad \delta_{aa'} = \frac{\gamma_{a1}^2 l'}{3EJq(l_1' + l_2')^2} [l'^2 - 2l_1'^2] + \frac{\Sigma S_a S_{a'} \varrho}{E}$$

Ermittlung von δ_{am} und $\delta_{a'm'}$.

Die Ordinaten der Biegelinie des Hauptträgers AB für den Zustand $X_a = 1$ sind gleich den gesuchten Verschiebungen δ_{am} für die wandernde Last $P = 1$ auf dem Hauptträger AB . Die Momentenfläche des Hauptträgers AB ist in Abb. 6 dargestellt, sie ist der Ermittlung der w -Gewichte zugrunde zu legen.

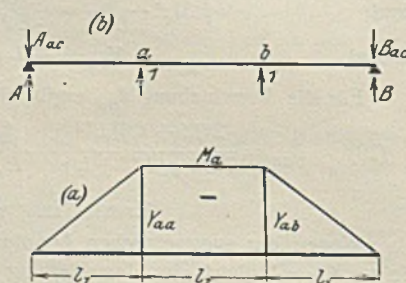


Abb. 6.

Die w -Gewichte lassen sich mit Hilfe der nachstehenden Formel bestimmen. Es ist

$$(13) \quad w_m = -\frac{s}{6EJ} [M_{am-1} + 4M_{am} + M_{am+1}]$$

M_a (Zustand $X_a = 1$).

Das Momentenpolygon des Hauptträgers AB infolge dieser w -Gewichte stellt dann die Biegelinie mit den Ordinaten δ_{am} dar.

Da der Hauptträger $A'B'$ für den Zustand $X_a = 1$ keine Momentenfläche besitzt, ist $\delta_{a'm'} = 0$.

Ermittlung von $\delta_{a'm'}$ und $\delta_{a'm}$.

Wegen der Symmetrie ist $\delta_{a'm'} = \delta_{am}$ und $\delta_{a'm} = 0$, weil der Hauptträger AB für den Belastungszustand $X_{a'} = 1$ keine Momentenfläche besitzt.

Einflußlinie für X_a .

Der auf S. 123 angegebene Ausdruck für X_a geht über in

$$X_a = \frac{\delta_{a'm'} \delta_{aa'} - \delta_{am} \delta_{a'a}}{\delta_{aa} \delta_{a'a'} - \delta_{a'a}^2}$$

und mit

$$\begin{aligned} \delta_{a'm'} &= \delta_{am} \\ \delta_{a'a'} &= \delta_{aa} \\ \delta_{a'm} &= 0 \text{ folgt} \end{aligned}$$

$$(14) \quad X_a = -\frac{\delta_{am}(\delta_{aa} - \delta_{a'a})}{(\delta_{aa} + \delta_{a'a})(\delta_{aa} - \delta_{a'a})} = -\frac{\delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{a'a}} = \eta_{am}$$

Einflußlinie für $X_{a'}$.

Wegen der Symmetrie ist die Einflußlinie für $X_{a'}$ gleich der Einflußlinie für X_a .

In dem Ausdruck für $X_{a'}$ auf S. 123 ist zu setzen:

$$\delta_{am'} = 0 \quad \delta_{am} = \delta_{a'm'} \quad \text{und} \quad \delta_{aa} = \delta_{a'a'}$$

damit ergibt sich:

$$(15) \quad X_{a'} = -\frac{\delta_{a'm'}}{\delta_{aa} + \delta_{a'a}} = \eta_{a'm'}$$

Einflußlinien für die Momente des Hauptträgers AB .

Für einen beliebigen Punkt m des Hauptträgers AB ergeben sich die Ordinaten der Momenteneinflußlinie aus

$$M_m = M_{0m} + X_a M_{am} + X_{a'} M_{a'm}$$

oder, da für den Zustand $X_{a'} = 1$ das Moment $M_{a'm}$ des Hauptträgers $AB = 0$ ist, folgt:

$$(16) \quad \eta_m = \eta_{0m} + \eta_{am} M_{am}$$

Darin bedeutet:

η_{0m} = Ordinate der Momenteneinflußlinie des statisch bestimmten Hauptsystems ($X_a = X_{a'} = 0$)

η_{0m} = Ordinate der X_a -Linie (Punkt m)

M_{am} = Moment im Punkte m infolge $X_a = 1$.

Für den Hauptträger AB ist ebenso:

$$(17) \quad \eta_m = \eta_{0m'} + \eta_{a'm'} M_{a'm'}$$

Einflußlinien für die Stäbe der Hängewerke.

Stab S_1 .

Es ist

$$S_{1m} = X_a S_{1a} + X_{a'} S_{1a'}$$

oder

$$\eta_1 = \eta_{am} S_{1a} + \eta_{a'm'} S_{1a'}$$

darin bezeichnet

$$\begin{aligned} S_{1a} &= \text{Spannkraft infolge } X_a = 1 \\ S_{1a'} &= \text{ " " " } X_{a'} = 1. \end{aligned}$$

Ferner ist

$$\eta_{am} = \eta_{a'm'}$$

somit:

$$(18) \quad \eta_1 = \eta_{am} (S_{1a} + S_{1a'})$$

Stab S_2 .

Die Spannkraft ergibt sich aus:

$$S_2 = X_a S_{2a} + X_{a'} S_{2a'}$$

oder

$$\eta_2 = \eta_{am} S_{2a} + \eta_{a'm'} S_{2a'}$$

wobei

$$S_{2a} = \text{Spannkraft infolge } X_a = 1$$

$$S_{2a'} = \text{ " " " } X_{a'} = 1$$

und da

$$\eta_{am} = \eta_{a'm'}$$

folgt

$$(19) \quad \eta_2 = \eta_{am} (S_{2a} + S_{2a'})$$

Stab S_3 .
 Es ist: $S_3 = X_a S_{3a} + X_{a'} S_{3a'}$
 oder $\eta_3 = \eta_{am} S_{3a} + \eta_{a'm'} S_{3a'}$
 darin bedeutet:
 $S_{3a} =$ Spannkraft infolge $X_a = 1$
 $S_{3a'} =$ " " " $X_{a'} = 1$
 und da $\eta_{am} = \eta_{a'm'}$
 ergibt sich:
 (20) $\eta_3 = \eta_{am} (S_{3a} + S_{3a'})$.

Vorspannung.

Um ein gutes Zusammenwirken beider Systeme zu erzielen, ist es zweckmäßig, dem System eine Vorspannung zu erteilen. Dies läßt sich erreichen, wenn für X_a und $X_{a'}$ je eine bestimmte Kraft P_{xa} und $P_{xa'}$ angenommen wird. Dadurch entstehen in den Hauptträgern Momente und in den beiden Sprengwerken Stabkräfte, die sich leicht ermitteln lassen.

Momente infolge Vorspannung in den Hauptträgern.

Statt X_a und $X_{a'}$ wirken jetzt die Kräfte P_{xa} und $P_{xa'}$.

Für den Punkt m des Hauptträgers AB ist:

$$M_{vm} = P_{xa} M_{ma} + P_{xa'} M_{ma'}$$

M_{ma} und $M_{ma'}$ sind die Momente für den Punkt m infolge $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$. $M_{ma'}$ ist also 0, da für $X_{a'} = 1$ in dem Hauptträger AB keine Momente auftreten.

Demnach ist für den Hauptträger AB :

$$(21) \quad M_{vm} = P_{xa} M_{ma}$$

Entsprechend ist für den Hauptträger $A'B'$:

$$(22) \quad M_{vm'} = P_{xa'} M_{ma'}$$

Stabkräfte der Hängewerke.

Für die Stäbe der Hängewerke gelten die auf Seite 124 angegebenen Formeln, es sind nur die Größen X_a und $X_{a'}$ durch P_{xa} und $P_{xa'}$ zu ersetzen. Es ist demnach:

$$(23) \quad \text{Stab } S_1 \quad S_{01} = S_{1a} P_{xa} + S_{1a'} P_{xa'}$$

$$(24) \quad \text{Stab } S_2 \quad S_{02} = S_{2a} P_{xa} + S_{2a'} P_{xa'}$$

$$(25) \quad \text{Stab } S_3 \quad S_{03} = S_{3a} P_{xa} + S_{3a'} P_{xa'}$$

Das Maß der Hebung infolge der Kräfte P_{xa} und $P_{xa'}$ ergibt sich aus:

$$(26) \quad \delta_{av} = P_{xa} \delta_{aa} + P_{xa'} \delta_{a'a'}$$

$$(27) \quad \delta_{a'v} = P_{xa} \delta_{aa'} + P_{xa'} \delta_{a'a}$$

Temperatureinflüsse.

Die Untersuchung wird für zwei Fälle durchgeführt, und zwar:

Erster Fall. Es wird angenommen, daß nur ein Hängewerk und nur ein Hauptträger eine Temperaturerhöhung oder -abnahme erfahren.

Zweiter Fall. Beide Hauptträger und Hängewerke unterliegen gleichzeitig ein und derselben Temperatur.

Erster Fall.

Die statisch unbestimmten Größen X_{at} und $X_{a't}$ folgen aus:

$$X_{at} \delta_{aa} + X_{a't} \delta_{a'a'} + \delta_{at} = 0$$

$$X_{at} \delta_{a'a} + X_{a't} \delta_{aa'} + \delta_{a't} = 0,$$

woraus folgt (vergl. S. 123):

$$X_{at} = \frac{\delta_{a't} \delta_{a'a'} - \delta_{at} \delta_{a'a}}{\delta_{at} \delta_{a'a} - \delta_{a't} \delta_{aa}}$$

$$X_{a't} = \frac{\delta_{at} \delta_{a'a} - \delta_{a't} \delta_{aa}}{\delta_{at} \delta_{a'a} - \delta_{a't} \delta_{aa}}$$

Für die Verschiebung δ_{at} und $\delta_{a't}$ gelten die nachstehenden Gleichungen:

$$\delta_{at} = \int M_a \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds + \Sigma S_a \epsilon t s$$

$$\delta_{a't} = \int M_{a'} \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds + \Sigma S_{a'} \epsilon t s.$$

Es bedeutet:

$\epsilon =$ Dehnungszahl für $t = 1^\circ$

$h =$ Trägerhöhe

$\Delta t = t_0 - t_u =$ Temperaturunterschied des Hauptträgers AB zwischen Obergurt und Untergurt.

Ist die Drehung infolge M_a (Zustand $X_a = 1$) der Drehung infolge der Temperaturdifferenz Δt gleich gerichtet, so ist das Integral $\int M_a \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot \epsilon ds$ positiv, sonst negativ.

Der Ausdruck $\Sigma S_a \epsilon t s$ ist positiv für eine Temperaturzunahme und eine positive Spannkraft S_a (Zugkraft).

Da nur ein Hauptträger und nur ein Hängewerk eine Temperaturzunahme oder -abnahme erfahren soll, so kommen nur die Momente des einen Hauptträgers und die Stäbe des einen Hängewerkes in Frage.

Das Integral $\int M_a \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds$ bedeutet für einen konstanten Wert $\epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h}$ die Momentenfläche des Hauptträgers AB für den Zustand $X_a = 1$.

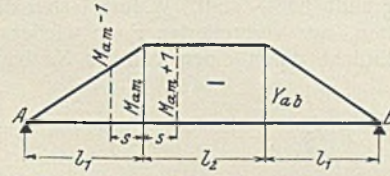


Abb. 8.

Nach Abb. 8 ist

Zustand $X_a = 1$

$$\frac{\epsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2).$$

Dabei ist das Vorzeichen von Y_{ab} berücksichtigt, und für $\Sigma S_a \epsilon t s$ im Hängewerk CE ergibt sich (vergl. S. 124)

$$\Sigma S_a \epsilon t s = + \frac{2 \epsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\epsilon t V_1 s_1'}{f} (s_2 - s_3),$$

somit

$$\delta_{at} = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2) + \frac{2 \epsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\epsilon t V_1 s_1'}{f} (s_2 - s_3)$$

$$(28) \quad = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot l_1 (l_1 + l_2) + \frac{V_1}{f} \cdot \epsilon t [2 s_1^2 + s_1' (s_2 - s_3)].$$

Zustand $X_{a'} = 1$.

Für den Zustand $X_{a'} = 1$ weist der Hauptträger AB keine Momentenfläche auf. Nur die Stäbe des Hängewerkes CE liefern einen Beitrag. Es ist

$$\Sigma S_{a'} \epsilon t s = + \frac{2 \epsilon t V_1' s_1'^2}{f} + \frac{V_1'}{f} \cdot \epsilon t s_1' (s_2 - s_3) = \frac{V_1'}{f} \cdot \epsilon t [2 s_1'^2 + s_1' (s_2 - s_3)]$$

demnach

$$(29) \quad \delta_{a't} = \frac{V_1'}{f} \cdot \epsilon t [2 s_1'^2 + s_1' (s_2 - s_3)].$$

Zweiter Fall.

Beide Hauptträger und beide Hängewerke unterliegen ein und derselben Temperaturerhöhung oder -abnahme.

Zustand $X_a = 1$.

Hauptträger AB

$$\frac{\epsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2)$$

Hauptträger $A'B'$

$$\frac{\epsilon \Delta t}{h} \int M_{a'} ds = 0$$

Hängewerk CE

$$\Sigma S_a \epsilon t s = + \frac{2 \epsilon t V_1 s_1^2}{f} + \epsilon t \cdot \frac{V_1 s_1'}{f} (s_2 - s_3)$$

Hängewerk $C'E'$

$$\Sigma S_{a'} \epsilon t s = \frac{2 \epsilon t V_1' s_1'^2}{f} + \frac{\epsilon t V_1' s_1'}{f} (s_2 - s_3),$$

somit

$$(30) \quad \delta_{at} = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2) + \frac{\epsilon t}{f} (V_1 + V_1') [2 s_1^2 + s_1' (s_2 - s_3)].$$

Zustand $X_{a'} = 1$.

Hauptträger $A'B'$

$$\frac{\epsilon \Delta t}{h} \int M_{a'} ds = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2)$$

Hauptträger AB

$$\frac{\epsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = 0$$

Hängewerk $C'E'$

$$\Sigma S_{a'} \epsilon t s = + \frac{2 \epsilon t V_1' s_1'^2}{f} + \frac{\epsilon t V_1' s_1'}{f} (s_2 - s_3)$$

Hängewerk CE

$$\Sigma S_a \epsilon t s = \frac{2 \epsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\epsilon t V_1 s_1'}{f} (s_2 - s_3),$$

hiermit

$$(31) \quad \delta_{a't} = - \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab} (l_1 + l_2) + \frac{\epsilon t}{f} (V_1 + V_1') [2 s_1^2 + s_1' (s_2 - s_3)].$$

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer eisernen Fußgängernotbrücke in Berlin.

Den großen Verkehrsplänen, die Berlin infolge des immer mehr steigenden Verkehrs durchzuführen hat, wird in Kürze die im Zuge der Alexander- und Brückenstraße liegende, im Jahre 1886 erbaute Jannowitzbrücke zum Opfer fallen. Diese Brücke, die die Spree in drei eisernen Öffnungen überbrückt, steht an Bedeutung der im Jahre 1923 wiedererstandenen Weidendammer Brücke¹⁾ kaum nach; hier wie dort findet eine Konzentration verschiedener Verkehrswege — Stadtbahn, Schiffahrtsweg, Straße, Untergrundbahn — statt. Während aber die Weidendammer Brücke in ihrer alten, nur verbreiterten Form wieder aufgebaut wurde, wird die Jannowitzbrücke durch einen völligen Neubau ersetzt werden,

Das System wurde erst vor kurzem im Auftrage der Stadt Berlin durch die Reichsbahn als äußerer Hauptträger der Fußwegverbreiterung von Stralau nach Treptow neben der Treptower Eisenbahnbrücke ausgeführt. Es bietet mit seinen gewalzten Füllstäben ein verhältnismäßig gutes Aussehen und wurde aus diesem Grunde von dort für die neue Notbrücke übernommen. Die Querträger sind durch Gelenkbolzen an die Hauptträger angeschlossen; die Übertragung der seitlichen Kräfte auf die Lager geschieht durch einen unteren und oberen Windverband, bei

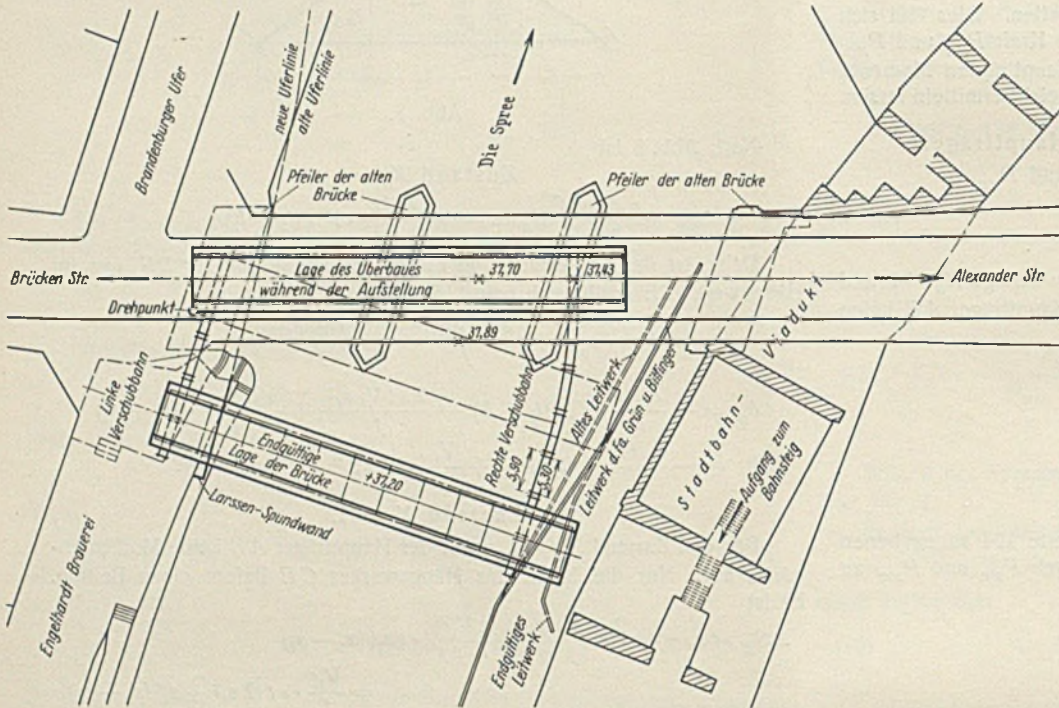


Abb. 1. Lageplan für Aufstellung und endgültige Lage des Überbaues.

nachdem der neue Tunnel der Untergrundbahnlinie Neukölln—Gesundbrunnen (der früheren AEG-Linie) in die Spree eingebaut worden ist. Dem Umstand, daß die in nächster Nähe gelegene Waisenbrücke den Straßenverkehr aufnehmen kann, ist es zu danken, daß von dem Bau einer Straßen-Notbrücke Abstand genommen werden konnte. Nur der Fußgängerverkehr muß über eine Notbrücke geleitet werden, damit allzu große Umwege zu dem nahe gelegenen Stadtbahnhof vermieden werden.

Bei der großen Zahl von Brückenneu- und -umbauten, die im Laufe der nächsten Jahre in Berlin in Angriff genommen werden müssen, lag es nahe, die Notbrücke derart auszubilden, daß sie mehrere Male Verwendung finden kann. Aus diesem Grunde wurde ein eisernes Fachwerk von 60 m Spannweite gewählt, dessen einzelne Montageteile nicht vernietet, sondern durch gedrehte Schraubenbolzen verschraubt wurden. Bei der statischen Berechnung wurde, um das Verwendungsgebiet des Bauwerks zu erweitern, ein Gehbahnbelag aus Eisenbetonplatten und ein Menschengedränge von 500 kg/m² angenommen. Die Brücke ist außerdem in der Lage, die Lasten größerer städtischer Leitungen aufzunehmen, die außerhalb der Hauptträger auf Konsolen auflagen, während kleinere Rohre und Kabel unter der Gehbahn zwischen den Längsträgern Platz finden können. Die Brücke besitzt eine Gehbahn von 6 m Breite zwischen den innerhalb der Hauptträger liegenden Geländern und bietet damit einen sehr bequemen Übergang auch im großstädtischen Verkehr.

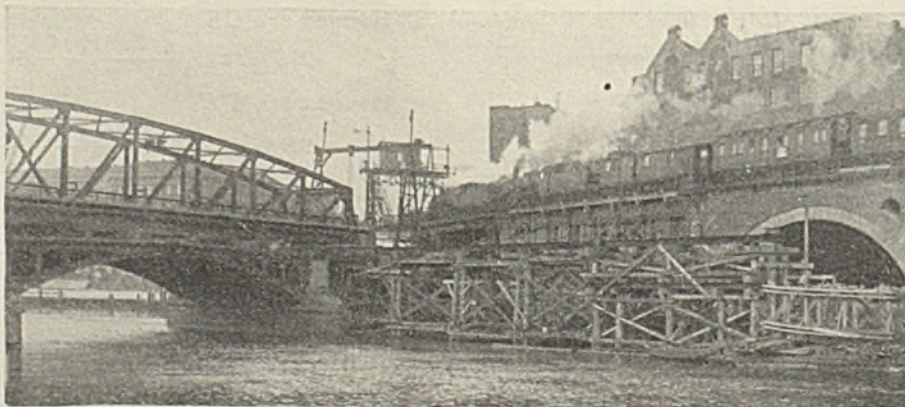


Abb. 3. Überbau während der Verschiebung mit rechtem Verschiebegerüst.

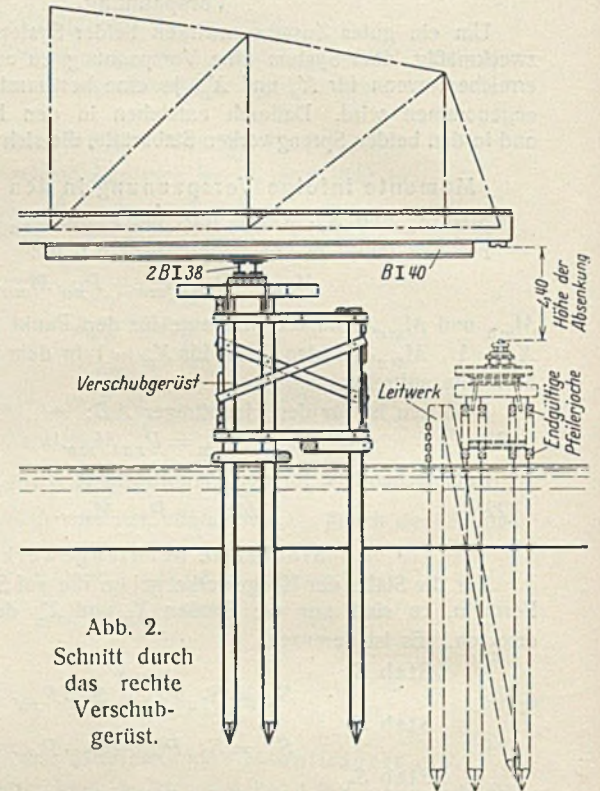


Abb. 2. Schnitt durch das rechte Verschiebegerüst.

letzterem mit Hilfe der steifen Endportale. Die Konstruktion bietet sonst keine erwähnenswerten Einzelheiten.

Interessant ist die Art der Aufstellung des Bauwerks. Bei der unmittelbaren Nähe der alten Straßenbrücke lag es nahe, diese zur Montage zu benutzen und eine seitliche Verschiebung vorzunehmen (Abb. 1). Der Bewegungsvorgang bestand dann allerdings in einer Drehung um einen Auflagerpunkt und nachfolgender Parallelverschiebung. Die Lage der beiden Verschiebbahnen war einerseits von den Ausmaßen der Lagerkonstruktionen, andererseits von dem Vorhandensein einer Arbeitsbühne der Firma Grün & Bilfinger A.-G. abhängig, die augenblicklich die Verstärkungsarbeiten an dem steinernen Stadtbahnviadukt zwischen Jannowitz- und Michaelbrücke ausführt. Um diese Bühne und das sie schützende Leitwerk nicht umbauen zu müssen, wurde die Verschiebbahn unter den zweiten Pfosten, also in einem Abstände von 6,60 m vom Auflager entfernt, angeordnet, während auf der gegenüberliegenden Seite der Spree dieser Abstand nur 2 m betrug. Die Verlegung dieser Gleitbahn genau unter dem letzten Pfosten ließ sich mit Rücksicht auf die Lagerroste und die für die Absenkung erforderlichen Hartholzstapel nicht ermöglichen.

Die Lage der beiden Bahnen und die bei der Verschiebung nicht zu vermeidenden Längsbewegungen des Überbaues erforderten die Verstärkung der Hauptträger-Untergurte durch den Einbau von vier Breitflanschträgern Nr. 40, die mit den Untergurten verschraubt wurden und die obere Gleitfläche bildeten (Abb. 2). Die untere Gleitbahn bestand aus je zwei nebeneinanderliegenden Trägern B T 38, deren Enden auf einer gemeinsamen

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 33, 35 u. 36.

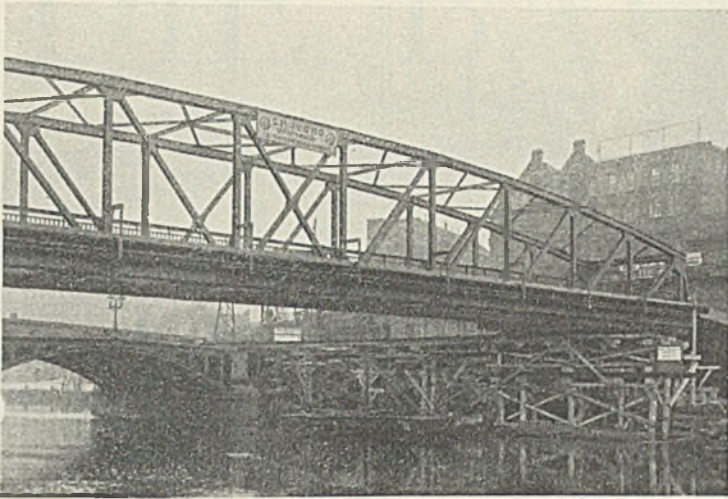


Abb. 4. Überbau in endgültiger Lage vor der Absenkung.

Grundplatte auflagen. Der Unterstützungspunkt eines Trägerstoßes wurde durch vier Ramppfähle gebildet, so daß deren Belastung im Höchstfalle 25 t auf einen Pfahl betrug. Auf der Südseite lag die Gleitbahn auf Land und wurde durch entsprechende Böcke getragen. Die unter die Verstärkungsträger B T 40 untergelegten Walzen hatten 6 cm Durchm.; ihr Umsetzen bei fortschreitender Bewegung war von Hand möglich. Die Bewegung wurde durch zwei Bockwinden bewerkstelligt; der ganze Vorgang des Drehens und Parallelverschiebens (Abb. 3) erforderte nur 10 Stunden. Aus der Höhenlage der alten Brücke ergab sich eine dem Bewegungsvorgang nachfolgende Absenkung des Überbaues um 2,40 m (Abb. 2 u. 4).

Die großen städtischen Leitungsrohre waren schon vor der Verschiebung aufgebracht worden, so daß die gesamte bewegte Last etwa 200 t betrug. Die Eisenkonstruktionsarbeiten waren an die Firma C. H. Jucho in Dortmund vergeben worden, während Grün & Bilfinger das Verschiebungsgestänge lieferte. Bemerkenswert ist, daß der Termin für die Verschiebung bereits vor Beginn der Arbeiten auf den 8. Januar festgesetzt war und durch den strengen und anhaltenden Frost nur um zwei Tage hinausgeschoben zu werden brauchte. Eine Beeinträchtigung der Schifffahrt trat auch während der Verschiebung nicht ein.

L. B.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. März erschienene Heft 5 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Bieder: Ein neuzeitlicher Bau für die Bearbeitung von Edelholz in Montreuil sous Bois bei Paris. — Dr.-Ing. R. Färber: Die Berechnung des Verbundquerschnittes von Eisenbetonbalken. — Dr.-Ing. K. Heintzel: Grenzen der Erkenntnis im Eisenbetonbau. — Dipl.-Ing. Heinz Sondheim: Gleichungen und Tabellen zur Ermittlung der Stützmomente des über drei Felder durchlaufenden Trägers mit gleichmäßig verteilter Last. — Ing. G. Escher: Die neuen italienischen Bestimmungen für Eisenbetonkonstruktionen. — Baukonzessionen in Sowjet-Rußland. — Zum Ausbau der Eisenbetonbestimmungen.

Technische Hochschule Breslau. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Baurat E. Pavel, Direktor der Hochbahn-Gesellschaft in Berlin, in Anerkennung seiner Verdienste um die technische Ausgestaltung und Entwicklung der Berliner Hoch- und Untergrundbahn. Baurat Pavel leitet den Betrieb der gesamten Hoch- und Untergrundbahnen in Berlin seit ihrer Eröffnung.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1927/28. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:		
					Deutsche	Aus- länder	Aus- länder deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1047	51	794	1892 (1491)	1791	98	3
Berlin . . .	4713	182	449	5344 (4725)	4026	687 ²⁾	—
Braunschweig .	952	64	124	1140 (1100)	1037	103	—
Breslau . . .	885	22	51	958 (966)	898	60	—
Danzig . . .	1564	43	116	1723 (1643)	1106	435	182
Darmstadt . . .	2361	33	257	2651 (2524)	2442	152	57
Dresden . . .	2558	105	290	2953 (2786)	2264 ³⁾	244 ³⁾	155 ³⁾
Hannover . . .	1924	62	266	2252 (1955)	2154	98	—
Karlsruhe . . .	1240	51	106	1397 (1358)	1119 ³⁾	119 ^{3) 4)}	53 ³⁾
München . . .	4189	52	124	4365 (4181)	4088	150	127
Stuttgart . . .	1774	67	562	2403 (2103)	2285	61	57

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1927. — ²⁾ Nur Studierende. — ³⁾ Studierende und Fachhörer. — ⁴⁾ Darunter 9 staatenlos.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Inge- neur- bau- wesen	Archit- tektur	Ma- schin- en- bau	Elek- tro- tech- nik	Che- mie	Hütten- kunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	115	81	226	126	63	272	48
Berlin . . .	671	356	1431	1072	303	127	211
Braunschweig .	124	78	288	157	121	—	184
Breslau . . .	52	—	320	163	103	112	53
Danzig . . .	229	121	464	313	134	—	122
Darmstadt . . .	277	221	857	568	135	—	303
Dresden . . .	235	184	926	—	285	—	928
Hannover . . .	311	155	805	456	124	—	73
Karlsruhe . . .	180	138	446	280	123	—	73
München . . .	555	302	2119	—	322	—	891
Stuttgart . . .	239	281	595	273	203	8	175

Außerdem: Bergbau: Aachen 116, Berlin 235, Breslau 82. — Schiff- und Schiffmaschinenbau: Berlin 307, Danzig 181.

Technische Hochschule Berlin. Dem Privatdozenten in der Fakultät für Bauwesen Dr. Dr.-Ing. Viktor Lewe ist die Dienstbezeichnung „Außerordentlicher Professor“ beigelegt worden.

Beseitigung der Hochwassergefahr für London. Das Hochwasser, unter dem London in diesem Winter schwer gelitten hat, hat Anlaß gegeben, einen alten Plan, der sich mit dem Ausbau der Themse beschäftigt, wieder aufzugreifen. Schon Anfang dieses Jahrhunderts wurden Entwürfe zu einem Stauwerk in der Themse zwischen Gravesend und Tilbury aufgestellt und damit das Ziel verfolgt, die ganze Themse innerhalb Londons zu einem großen Hafen zu machen, in dem auch Seeschiffe mit erheblichem Tiefgang verkehren könnten, in dem aber der Einfluß von Ebbe und Flut, von Schwankungen des Wasserstandes durch Trockenheit oder ein Übermaß von Niederschlägen im Oberlauf der Themse, ferner der Einfluß der Strömung mindestens teilweise ausgeschlossen würde. Im Jahre 1905 und 1906 wurde die Genehmigung des Parlaments zu diesen Planungen beantragt, sie wurde aber nicht erteilt, vermutlich weil damals Erörterungen schwebten, wie die Verwaltung der Londoner Häfen auf eine neue Grundlage gestellt werden sollte. Diese führten erst drei Jahre später zur Errichtung der heute für die Londoner Hafenanlagen zuständigen Behörde, der Port of London Authority, deren Zuständigkeit sich von der Schleuse Teddington (bei Richmond) bis zur Insel Sheppey in der Themsemündung über eine Fläche von 1200 km², darunter fast 300 km² Wasserfläche, erstreckt. Von dem Umfang und der Bedeutung der damaligen Pläne gibt allein schon der Umstand einen Begriff, daß die Kosten der geplanten Anlagen, die durch eine Anleihe aufgebracht werden sollten, auf fünf Millionen Pfund Sterling (rd. 100 Mill. Mark) geschätzt wurden. Heute würde die Ausführung vermutlich mehr als das Doppelte kosten.

Das Stauwerk müßte nach den Planungen aus der Zeit vor rd. 20 Jahren, wie die Zeitschrift Modern vom 14. Januar d. J. berichtet, etwa 760 m lang werden; für die Schifffahrt sollten vier Schleusen von 250 bis 330 m Länge eingebaut werden. Über den Staudamm sollte eine 30 m breite Straße führen, in der bewegliche Brücken den Verkehr über die Schleusen zu vermitteln hätten. Damit aber bei Freigabe der Schifffahrt der Verkehr zwischen den beiden Ufern nicht ganz unterbrochen würde, sollte zugleich ein Tunnel unter der Themse angelegt werden. Obgleich er 7,6 m hoch und 8,5 m breit gemacht werden sollte, also sehr wohl Fuhrwerke aufnehmen könnte, sollte er doch durch Treppen zugänglich gemacht werden, also nur dem Fußgängerverkehr dienen. Es würde aber keine wesentliche Änderung des Planes bedeuten, wenn er zu einem befahrbaren Tunnel umgebildet würde. Durch bewegliche Verschlüsse im Staudamm wäre der Abfluß und damit der Wasserstand zu regeln.

Nachdem mittlerweile die Hafenbehörde die Verwaltung der Londoner Häfen übernommen hat, besteht für die Ausführung derartig weitgehender Planungen nur Aussicht auf Verwirklichung, wenn diese sie unterstützt. Für die Schifffahrt würden die Schleusen, die in den Staudamm eingebaut werden müßten, eine sehr erhebliche Erschwerung des Betriebes und Verkehrs bedeuten, und diese Kreise werden wahrscheinlich einen solchen Ausbau der Themse ablehnen. Das Gelände an den Themseufern ist viel zu wertvoll, als daß es überflutet werden dürfte, und so würden wahrscheinlich auf der ganzen vom Stau betroffenen Fläche die Uferbefestigungen erhöht und verstärkt werden und an vielen Stellen die dahinterliegenden Flächen aufgehöhht werden müssen. Für den Verkehr zwischen den beiden Ufern der Themse besteht in der Gegend, in die der Staudamm zu liegen kommen würde, nur eine Fährverbindung, die ihren Betrieb oft wegen Nebels einstellen muß; die Fahrstraße und der Tunnel, die mit der Stauanlage geschaffen werden würden, würden sicher von allen, die am Querverkehr über die Themse unterhalb Londons Interesse haben, freudig begrüßt werden.

Wkk.

Von der Einrichtung amerikanischer Großbaustellen gibt eine im Novemberheft 1927 von „La Technique des Travaux“ gebrachte Beschreibung vom Bau der Staumauer für das Wasserkraftwerk am Cheat River ein gutes Bild.

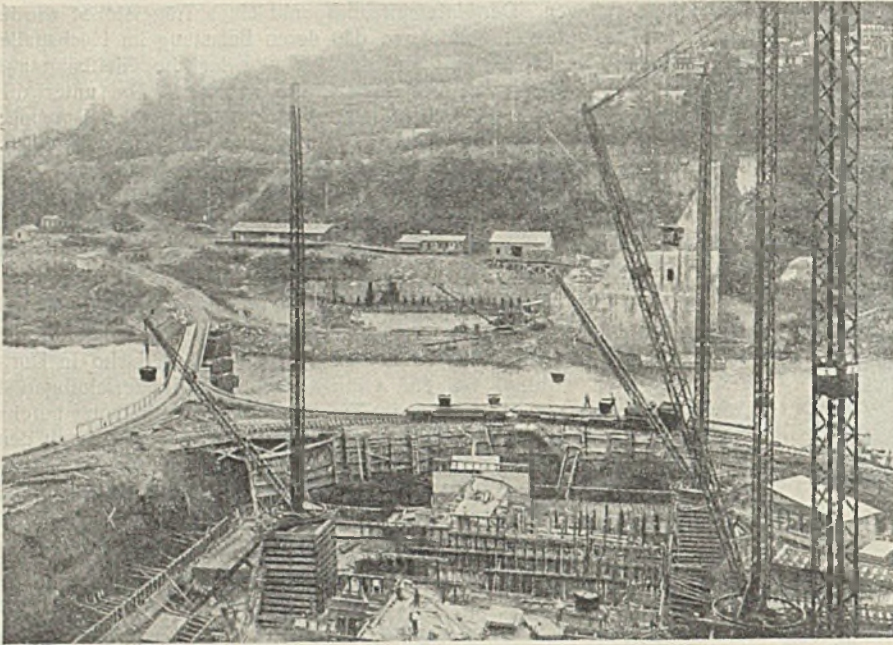


Abb. 1.

Es handelt sich um die im Herbst 1927 vollendete erste einer Reihe von Sperren, die etwa 5 km oberhalb der Einmündung des Cheat River in den Monongahela liegt, eine Gesamtlänge von 305 m, eine Fußbreite von 42,50 m und eine Höhe von der Gründungssohle bis zur Krone von 41 m hat, und für die etwa 115 000 m³ Beton verbaut wurden.

Wie bei allen amerikanischen Bauausführungen in abgelegener Gegend begann man auch hier zunächst mit der planmäßigen Anlage einer Barackenstadt für die Arbeiter, Beamten, Bureaus und Magazine sowie mit dem Bau von Zufahrtswegen und eines Anschlußgleises von über 5 km Länge vom Bahnhof Cheat-Haven der Baltimore-Ohio-Bahn bis zur Baustelle. Am rechten Ufer wurde eine ausgedehnte Kiesbaggerlei mit Wasch- und Brechanlage, daneben Betonauflbereitungsanlage und Zementsilos errichtet. Abb. 1 gibt eine Gesamtansicht der Baustelle wieder, in deren Hintergrund die genannten Bauten sichtbar sind, während im Vordergrund — durch Notbrücke und ausgedehnte Baugleise mit ihnen verbunden — die Staumauerbaustelle selbst und der Fangedamm erscheinen. Kieswasch- und -brechanlage sowie Betonauflbereitung sind durch eine Kabelbahn miteinander verbunden, ihre Zellen am Auslauf mit selbsttätiger Abmeßeinrichtung versehen, der Zement mittels Bandförderung zugeführt. Der verwendungsfertig gemischte Beton gelangt in 1,5 m³ fassenden Kübeln, deren je zwei auf einem Plattformwagen Platz finden, in Zügen von je zwei Wagen und einer Lokomotive in die Schalung. Je vier dieser Betonzüge mit zusammen 24 m³ sind stetig unterwegs, die Kübel werden — wie dies bei amerikanischen Baustellen immer häufiger wird — mittels Schwenkkrane hochgehoben und von Hand entleert, was in Abb. 1 u. 2 gut sichtbar ist. Es waren beim Bau der Cheat Haven-Staumauer acht dieser Schwenkkrane mit einer Auslegerweite von 35 m im Betrieb, die dank ihres großen Arbeitsbereiches und ihrer Schnelligkeit überaus hohe Leistungen erzielt haben, deren Spitzen 1660 m³ je Tag, 7700 m³ je Woche und 28 000 m³ je Monat betragen.

Die Bauausführung geschah in zwei Abschnitten, deren jeder durch einen besondern, eine halbe Breite des Flußbettes abschließenden Fangedamm geschützt wurde und von denen der erste drei große Lücken aufwies, durch die das Wasser des Flusses beim Abschluß der zweiten Bett Hälfte strömen konnte. Abb. 2 zeigt den ersten — linken — Teil der fast fertigen Staumauer und läßt besonders gut das Arbeiten der Schwenkkrane erkennen, Abb. 3 zeigt das mächtige Balkengerüst der Betonauflbereitungsanlage.

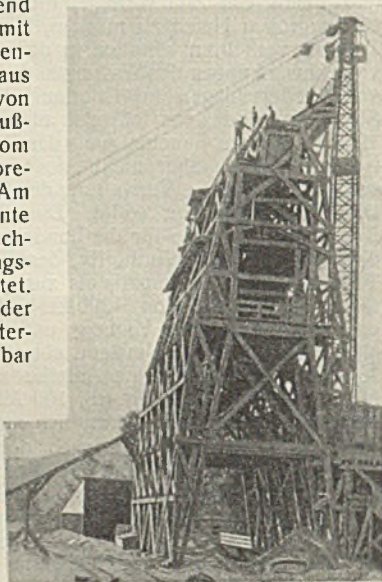


Abb. 3.

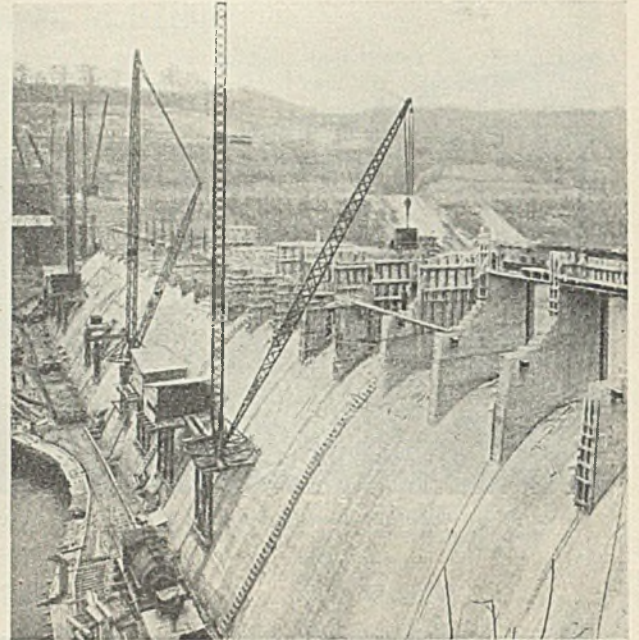
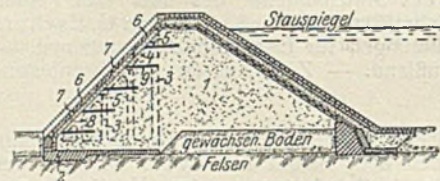


Abb. 2.

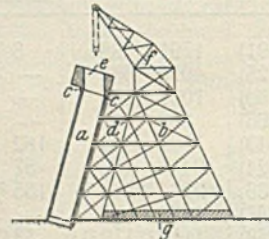
eine erhebliche Einschränkung des Dammquerschnitts ermöglichen, so daß die Ausführung von Erddämmen auch bei großer Stauhöhe wirtschaftlich bleibt. Zu diesem Zwecke wird die luftseitige Böschung des Staudammes durch eine Eisenbetonhülle eingefaßt, die mit einer überschütteten Grundplatte fest verbunden ist, so daß sie nicht ausweichen kann. Der Dammkörper 1 bedeckt unterhalb der luftseitigen Böschung eine Grundplatte 2, von der Stiele 3 nach oben geführt sind, die mit dem Balken 4 zu einem dachbinderartigen Träger vereinigt sind. Diese Binder sind durch pfettenartige Balken 5 gegeneinander abgestützt, und die schrägen Binderbalken 4 sind durch Stichkappen 6 miteinander verbunden. Bei der Überschüttung des Eisenbetonbauwerks entsteht ein Erddamm, dessen luftseitige Böschung durch eine feste Eisenbetonhülle gesichert ist, die Grundplatte ist durch Belastung mit Erde gesichert, so daß die Zugkräfte in den Stielen aufgenommen werden. Unter der mit Öffnungen 7 versehenen Eisenbetonhülle ist eine Sickerschicht 8 aus Steinschotter verlegt; Drainrohre 9 dienen zur Entwässerung des Dammkörpers.



Unter der mit Öffnungen 7 versehenen Eisenbetonhülle ist eine Sickerschicht 8 aus Steinschotter verlegt; Drainrohre 9 dienen zur Entwässerung des Dammkörpers.

Verfahren und Vorrichtung zum Gründen von Bauwerken durch Senkbrunnen. (Kl. 84 c, Nr. 440 616 vom 21. 8. 1923 von Grün & Billinger Akt.-Ges. in Mannheim.)

Die Brunnen *a* werden in schräger Richtung versenkt, wobei ein Gerüst *b* mit einem auswechselbaren Vorbau *d* und Leitschienen verwendet wird, an denen ein um den Kopf des Brunnens gelegter Ring *c* geführt ist. Die Verstärkung des Brunnens durch den Ring *c* dient zur Aufnahme der zum Absenken der Brunnen notwendigen Auflast *e*. Ein Kran *f* dient zum Ausheben des Erdbodens und zur Heranschaffung des Betons.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat Zincke in Schleswig nach Landsberg a. d. Warthe, als Vorstand des Kulturbauamts daselbst; — der Regierungsbauingenieur (W.) Tode von der Bauleitung Groß-Ammensleben zur Bauleitung Glindenberg (Kanalbauamt Magdeburg).

Der Regierungsbauingenieur (W.) Timme, früher in Vorsfelde, zurzeit beurlaubt, ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen worden.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau planmäßigen Baurat Blum bei der Ministerialabteilung für Bezirks- und Körperschaftsverwaltung zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Rottweil ernannt.

INHALT: Die neue Erzschmelzanlage im Stettiner Hafen. — Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein. (Schluß). — Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke. — Bau einer eisernen Fußgängerbrücke in Berlin. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Breslau. — Besuch der deutschen technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1927/28. — Technische Hochschule Berlin. — Beseitigung der Hochwassergefahr für London. — Von der Einrichtung amerikanischer Großbaustellen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Talsperrendamm aus Erdschüttung. (Kl. 84 a, Nr. 453 117 vom 17. 7. 1925 von Hermann Proetel in Aachen.) — Der Damm soll die Ausspülung oder Abbröckelung von Erdteilchen verhindern und dadurch