

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 11. November 1932

Heft 49

## Bau eines Sammelbrunnens für das neue Grundwasserwerk der Stadt Magdeburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Friedrich König, Königsberg i. Pr.

Im Dezember 1931 wurde in der Westfassung des neuen Grundwasserwerks der Stadt Magdeburg ein Sammelbrunnen von 16,60 m Gesamthöhe, davon 12,60 m im Grundwasser, im Rohbau fertiggestellt. Der Brunnen soll der Nutzwassersammlung dienen und muß gegen Grundwasser dicht sein. Die oft unvorhersehbaren Schwierigkeiten beim Bau eines solchen Brunnens bergen für den Ausführenden ein beträchtliches Risiko. Die folgenden Ausführungen sollen dazu beitragen, das Risiko richtig einzuschätzen, und auf erfolgreiche Arbeitsmethoden hinweisen.

Abb. 1 zeigt die Konstruktion des kreisrunden Brunnens. Die Wände bestehen aus Klinkermauerwerk in hochwertigem Zementmörtel. Ungefähr 6,0 m lange senkrechte Rundeisenanker  $\phi$  26 mm in 1,0 m Abstand, die an den Stößen um waagerechte Rundisenringe  $\phi$  20 mm greifen, sichern das Mauerwerk gegen Abreißen. Die Eisenbetonschneide ist mit einem genieteteten Flach eisenschuh versehen. Auf einen Anstrich des äußeren hochwertigen Zementputzes wurde verzichtet. Innen wurde das Mauerwerk unmittelbar nach dem Mauern verputzt. Die Betonsohle erhielt als innere Schutzschicht eine Klinkerrollschicht. Aus Abb. 2 ist die Schneide ersichtlich.

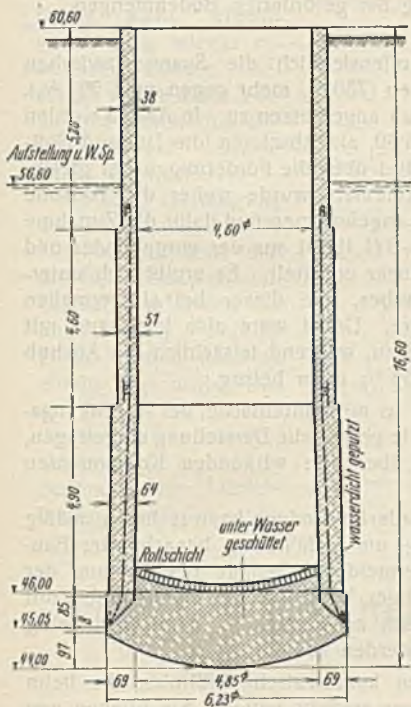


Abb. 1. Konstruktionszeichnung.

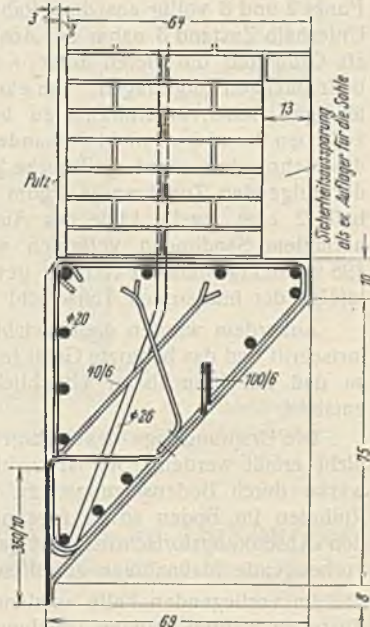


Abb. 2. Die Schneide.

Der Boden sollte nach Bohrergebnissen aus teils feinerem, teils grobem Sand bestehen. Man traf jedoch bei der Ausführung Tonzungen, deren Durchstoßen beträchtliche Schwierigkeiten bereitete. Folgender Bauvorgang wurde gewählt: offener Aushub bis zum Wasserspiegel, Absenkung von dort durch Ausbaggerung innerhalb des Brunnens und gleichzeitige Hochmauerung. Die Betonsohle wurde als Unterwasserschüttbeton mit ortsfestem Rohr hergestellt.

Ein Eimervertikalbagger, mit dem der nasse Aushub begonnen wurde, erwies sich bald für den überaus feinen Schwemmsand der oberen Bodenschichten als unbrauchbar. An seiner Stelle wurde ein Greifer von  $\frac{1}{3}$  m<sup>3</sup> Fassung eingesetzt, der über einen Derrick-Kran von einer Benzinwinde mit 15-PS-Motor gehoben wurde. Als ungefähr 5,0 m unter der Aufstellungsebene die schon erwähnten harten Tonzungen getroffen wurden, reichte auch der Greifer, der ja nie unmittelbar unter die Schneide fassen kann, nicht allein aus. Ein Durchbohren des Tons mit dem Bohrgerät wäre recht kostspielig gewesen. Da Dampf verfügbar war, wurde deshalb mittels einer Dampfspülpumpe außen am Brunnenkranz gespült, und es gelang, bei 8 at Wasserdruck mit  $\frac{3}{4}$  zölliger Spüllanze ohne Spitze die Tonflecken verhältnismäßig schnell zu durchschneiden.

Abb. 3 zeigt den Bagger- und Spülbetrieb. Die Lanze ist im Boden, der Zuleitungsschlauch wird geführt. Der Kran wird zweckmäßig möglichst hoch aufgebaut, damit man das Mauerwerk möglichst hoch fertigstellen

kann. Der Brunnen erhält damit größeres Eigengewicht, und die meist nötige Auflast wird am besten so hoch über dem Boden aufgebracht, daß beim weiteren Absenken der teure Umbau der Auflast vermieden wird. Im vorliegenden Falle wurde der Brunnen mit insgesamt 130 t Boden beschwert. In Abb. 4 sieht man diese Belastung.

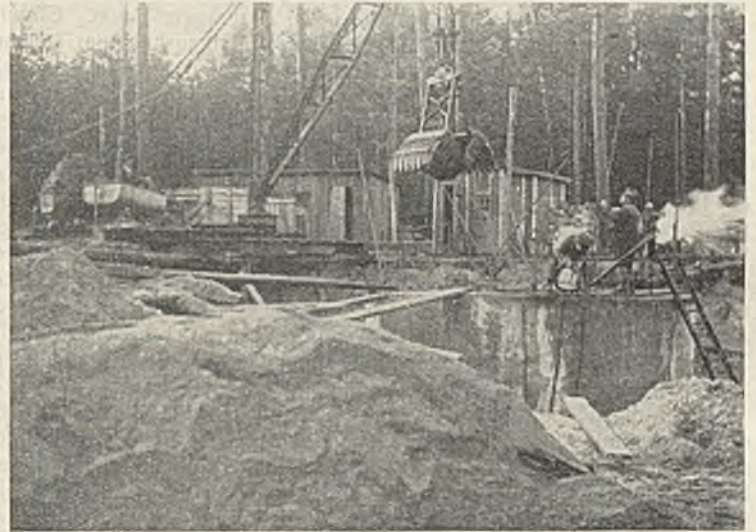


Abb. 3. Bagger- und Spülbetrieb.

Der Bewegungsfortschritt des Brunnens hängt ab:

1. von dessen Konstruktion,
2. vom Gewichte des Brunnens, am besten ausgedrückt im Verhältnis zur äußeren Mantelfläche im Boden,
3. von Arbeitsart und Gerät,
4. von Festigkeit, Lagerung und Gleiteigenschaften des Bodens.



Abb. 4. Auflast.

Während für die Bedingungen unter 1 und 2 ganz und unter 3 teilweise allgemein gültige und vorher bekannte Gesichtspunkte zur Erreichung des schnellsten Arbeitsfortganges maßgebend sind, erfordert Punkt 4 — die Vielartigkeit der Bodeneigenschaften — von Fall zu Fall besondere Maßnahmen.

Allgemein läßt sich über die Konstruktion folgendes sagen:

Die Schneide (Abb. 2) soll möglichst scharf zulaufen. In Höhe der oberen Schneidenkante dient ein äußerer Rücksprung (hier 3 cm) der

Verminderung der äußeren Mantelreibung. Darüber hinaus wurde hier dem Brunnen auf die untersten 5,0 m ein Rücklauf von 12,5 cm gegeben. Diese Maßnahme erscheint dem Verfasser jedoch für die Absenkung nicht mehr von Bedeutung. Sie wirkt dagegen beim Mauern stark erschwerend. Die Mantelreibung wird weiter durch möglichst glatte Außenflächen verringert. Vorteilhaft ist stets ein äußerer Anstrich, der außerdem für die Wasserdichtigkeit noch eine weitere Gewähr gibt.

An Stelle des Mauerwerks hätte sich ebenso wirtschaftlich und mit mehr Gewähr für die Dichtigkeit Eisenbeton in Gleitschalung als Baustoff verwenden lassen. Beim Betonieren in Gleitschalung hat man wie beim Mauern die jeweilige Höherführung willkürlich in der Hand, ohne durch die Einschalung behindert zu sein.

Über Punkt 2 und 3 wurde bereits gesprochen. Es sei noch erwähnt, daß das Aufbringen von Auflast zur Erhöhung des Gewichtes immer vorteilhafter sein wird als etwa die Vergrößerung der Wanddicken. Das beste Aushubgerät für sämtliche Bodenarten ist der Greifer.

Viele Maßnahmen mußten im vorliegenden Falle getroffen werden, um den ungünstigen Bodeneigenschaften einigermaßen zu begegnen. Beim Baggern schwimmt der Boden unter der Schneide nach, so daß der Aushub größer wird als der vom Brunnen verdrängte Raum. Es wird unten gezeigt werden, welche Ausmaße dieser Mehraushub hier annahm. Die ungünstigsten Bodenarten sind Ton, Lehm oder das Vorkommen sehr großer Findlinge und sonstiger Hindernisse. Alle anderen Sorten kennzeichnet ihr Böschungswinkel. Je flacher sie böschen, um so nachteiliger sind sie der Absenkung und dem Aushub. Die günstigste Bodenart ist Kies.

Um ein zu starkes Nachschwimmen des Bodens zu hemmen, wurde im Brunnen Wasserüberdruck geschaffen. Reisigpackungen (Stroh oder Schotter) außerhalb, die mit hinunterwanderten, verfestigten den Boden. Wasserunterdruck im Brunnen diente der Beseitigung einiger Steine von der Schneide. Einseitiges Absteifen und unsymmetrische Auflast richteten und verschoben den Brunnen. Die Tonschicht wurde wie geschildert zerschnitten. Das letzte Mittel, um Hindernisse zu beseitigen, ist der Taucher. Nur selten wird man eine genügend mächtige, undurchlässige Schicht treffen, um im Trockenem weiter fördern zu können.

Die folgenden Angaben beruhen auf genauen Messungen während der Bauausführung. Es wurden am Ende jeder der 70 Baggerschichten an vier Punkten die Höhenlage der Schneide und die des Bodens innerhalb festgestellt. Außerdem wurde die wirklich geförderte Bodenmenge jeweils bestimmt. Beim Vergleich dieser Messungen zeigen sich deutlich die durch Auswechslung des Arbeitsgerätes und durch die Tonzungen hervorgerufenen Änderungspunkte im Bewegungsfortschritt, und zwar:

Die Ausgangsordinate der Schneide war + 56,60.

Zustand 1: Schneide auf Ordinate + 55,28.

Der Vertikalbagger wird gegen den Greifer ausgetauscht. Der Boden bestand gleichmäßig aus sehr feinem Sand. Gewicht des Brunnens abzüglich Auftrieb je m<sup>2</sup> Außenfläche im Boden 2,03 t. Der Brunnen war bisher in Bewegung, obwohl die Schneide nicht frei war. Der durchschnittliche Absenkungsfortschritt je Schicht betrug 22 cm.

Zustand 2: Schneide auf Ordinate + 52,00.

Zwischen 1 und 2 bestand der Boden teils aus feinem, teils grobem Sand.

Der Brunnen sitzt auf mehreren Tonlinsen fest, zwischen denen der Sandboden durchgleitet. Gewicht je m<sup>2</sup> Außenfläche in Punkt 2 1,36 t. Der Brunnen war zwischen 1 und 2 gut in Bewegung. Durchschnittlicher Absenkungsfortschritt je Schicht 66 cm.

Zustand 3: Schneide auf Ordinate + 50,84.

Die Tonlinsen zwischen 2 und 3 sind durchschnitten.

Der Brunnen hatte sich schiefgestellt. Der größte Höhenunterschied der Schneidenpunkte betrug 26 cm. Die Baggerung konnte den Brunnen bei anfänglich 1,36 t/m<sup>2</sup> Gewicht nicht in Bewegung bringen. Es wurde gespült. Das Gewicht je m<sup>2</sup> Außenfläche in Punkt 3 von 1,17 t bringt

den Brunnen wieder in Bewegung. Absenkungsfortschritt zwischen 2 und 3 i. M. 5 cm.

Zustand 4: Schlußzustand. Schneide auf Ordinate + 45,05.

Der Boden bestand zwischen 3 und 4 aus feinem und grobem Sand mit geringen Kohle- und Lehmeinsprengungen. Steine bis zu Kopfgröße wurden gefördert. Die Auflast wurde bei Schneidenstand auf + 49,10 aufgebracht, weil der Bewegungsfortschritt zu gering wurde. Gewicht je m<sup>2</sup> Außenfläche in Punkt 4 1,14 t. Absenkungsfortschritt zwischen 3 und 4 i. M. 16,5 cm.

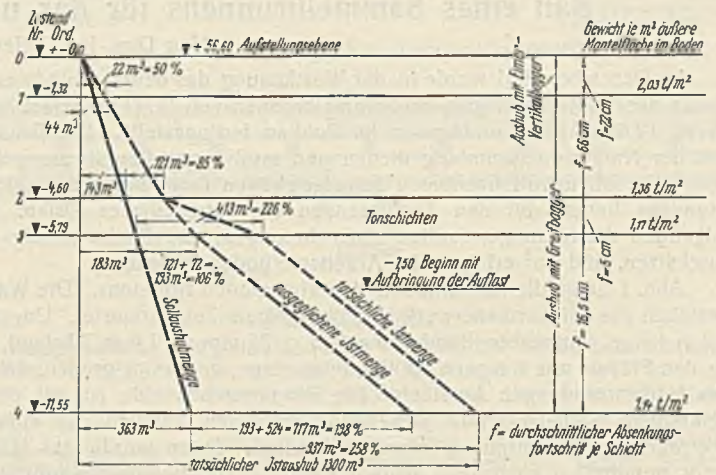


Abb. 5. Graphische Darstellung der geförderten Bodenmengen.

In Zusammenstellung b) fällt offensichtlich die Spanne zwischen Punkt 2 und 3 völlig aus dem Rahmen (730 % mehr gegen max. 291 %). Unterhalb Zustand 3 nahm der Aushub angemessen zu. In Abb. 5 wurden als Ordinaten die Tiefen unter + 56,60, als Abszissen die Ist- und Sollbodenmengen aufgetragen. Um ein Bild über die Förderungen bei gleichmäßigen Bodenverhältnissen zu bekommen, wurde weiter die Tonzone zwischen 2 und 3 als nicht vorhanden angenommen und dafür die Zunahme des Mehraushubes auf die Strecke 2—3 (1,19 m) aus der vorgehenden und der folgenden Zunahme je stgdm linear ermittelt. Es ergibt sich unterhalb 2 eine zweite Linie des Aushubes, wie dieser bei einigermaßen normalem Sandboden verlaufen wäre. Dabei wäre also insgesamt mit 198 % Mehraushub zu rechnen gewesen, während tatsächlich der Aushub infolge der hindernden Tonschicht 258 % mehr betrug.

Außerdem wurden die Gewichte je m<sup>2</sup> Mantelfläche, der Absenkungsfortschritt und das benutzte Gerät in die graphische Darstellung eingetragen, so daß ein brauchbarer Überblick über alle wirkenden Komponenten entsteht.

Die Ursprungslage des mehrgeförderten Bodens kann rechnermäßig nicht erfaßt werden. Sie ist wichtig, um Gefährdung benachbarter Bauwerke durch Bodensetzungen zu vermeiden. Genaue Beobachtung der Rißlinien im Boden sowie regelmäßiger Vergleich der Mehrmassen mit den Absenkungsfortschritten ist jedoch zu empfehlen, damit rechtzeitig vorbeugende Maßnahmen getroffen werden können.

Im vorliegenden Falle entstanden konzentrische Rißlinien, die beim Zustande 3 ihren größten Durchmesser erreicht hatten. Sie blieben von da ab konstant. Es bildete sich eine oben teils über 1,0 m hoch sichtbare Gleitfläche, außerhalb deren sich kein Einfluß mehr zeigte. Der mehrgeförderte Boden wurde zwischen Brunnen und Gleitfläche wieder verfüllt. Abb. 6 zeigt diese Gleitfläche, die genau eingemessen und in Abb. 7 eingetragen wurde. Der Wahrscheinlichkeit entsprechend wurde sie für Zustand 3 und 4 nach unten verlängert.

a) Zusammenstellung der Fördermengen von 0 bis zu den angegebenen Tiefen.

b) Zusammenstellung der Einzelfördermengen zwischen den Tiefen von a).

Bezeichnung der Messung	Unter + 56,60 m	Errechnete Sollbodenmenge m³	Tatsächliche Istbodenmenge m³	Mehr m³	Zwischenmaß m	m³ Boden		Mehr m³	Mehr m³ je stgdm	Mehr %
						Ist	Soli			
Aufstellung auf + 56,60	0	0	0	0						
1. Zustand . . . . .	1,32	44	66	22	1,32	66	44	22	16,7	50
2. Zustand . . . . .	4,60	143	264	121	3,28	198	99	99	30,3	100
3. Zustand . . . . .	5,79	183	596	413	1,19	332	40	292	245,0	730 <sup>1)</sup>
4. (Schluß-)Zustand . . . . .	11,55	363	1300	937	5,76	704	180	524	91,0	291
				zus.	11,55	1300	363	937		

<sup>1)</sup> Brunnen hängt teilweise in Tonschichten.



Abb. 6. Die entstandene Gleitfläche.

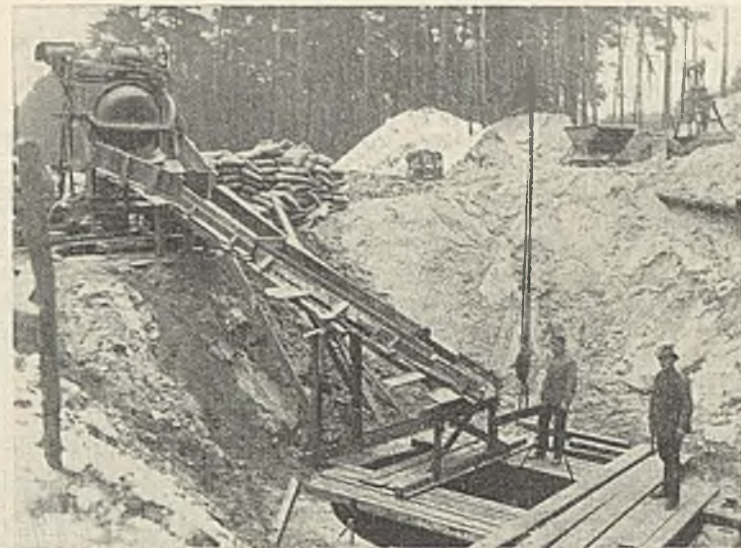


Abb. 8. Unterwasserschüttvorrichtung für die Sohle.

Die angetroffenen Tonzungen müssen also im Grundriß nur verhältnismäßig kleine Ausdehnung gehabt haben, sonst hätte diese Gleitfläche nicht überall gleichmäßig wieder erscheinen können. Bestätigt wurde diese Vermutung durch den Befund einiger benachbarter Bohrlöcher.

Nach Beendigung der Absenkung stellte ein Taucher fest, daß die Schneide frei war. Die rd. 31 m<sup>3</sup> Beton der unbewehrten Sohlenplatte wurden dann an einem Tage unter Wasser geschüttet. Hierzu diente ein 30 cm weites Schüttrohr in Mitte Brunnen, das lotrecht leicht beweglich, im

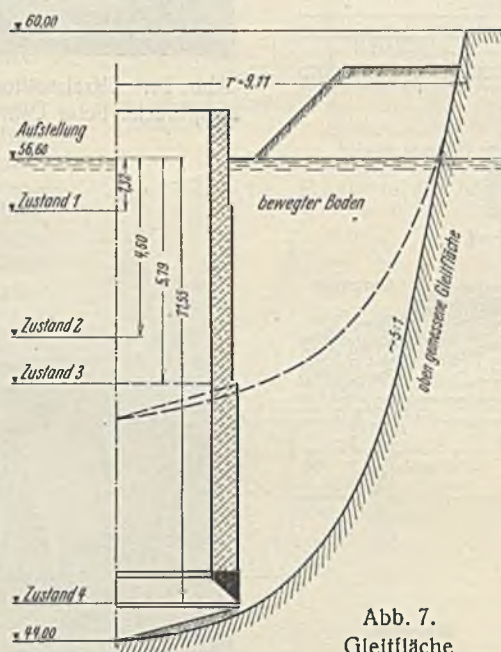


Abb. 7.  
Gleitfläche  
und Ursprungslage des bewegten Bodens.

Grundriß ortsfest aufgehängt war (Contractorverfahren)<sup>2)</sup>. Der Beton wurde aus ausgesucht dichten Zuschlagstoffen hergestellt und plastisch eingebracht. Schwere Lote dienten dazu, die Höhenlage der Betonfläche festzustellen. Vom 15. bis zum 21. Tage nach dem Betonieren wurde der Brunnen leergepumpt. Abb. 8 zeigt die Einrichtung vor Beginn der Unterwasserschüttung.

Die Sohle zeigte sich völlig dicht. Die Betonoberfläche war nicht ausgewaschen. Die größte Oberflächenneigung von der Schüttstelle zum Rande betrug 1:6<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, die flachste 1:13. Während die Betonsohle völlig dicht ist, zeigen die Mauerwerkswände einige feuchte Stellen, obgleich größte Sorgfalt bei der Herstellung beobachtet worden ist. Der Außenputz ist also an einzelnen Stellen beim Absenken etwas beschädigt worden.

Dieser gute Erfolg der Ausführung beweist allgemein, daß Unterwasserschüttbeton mit ortsfestem Rohr auch bei größeren Wassertiefen (hier bis 12,60 m) in bezug auf Festigkeit und Dichte des Betons völlig einwandfrei und zuverlässig hergestellt werden kann.

Die Bauausführung des Brunnens hatte die Beton- und Monierbau AG, von der auch der angewendete Arbeitsvorgang vorgeschlagen worden ist. Die Oberleitung sämtlicher Bauarbeiten des neuen Werkes lag bei den Herren Stadtbaurat Götsch und Magistratsbaurat Nadermann. Die Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, war Generalunternehmerin.

<sup>2)</sup> Contractorverfahren, s. Bautechn. 1930, Heft 8, Aufsatz von Trier; 1931, Heft 12, Aufsatz von Trier und Tode.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Bauarbeiten im Duisburger Hafen in den Jahren 1926 bis 1930.

Von Regierungsbaurat Bode, Wesel, und Regierungsbaumeister Hager, Duisburg.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

Beim Rammen traten an einigen der 20 m langen Bohlen, Larssen V, Querrisse auf, die sich über das halbe Profil erstreckten. Nach Abbohren und Verlaschen der Brüche konnten die Bohlen auf die planmäßige Tiefe gerammt und die Baugrubeneinfassung vollendet werden. Nach dem Ausschachten und Leerpumpen des obersten 8-m-Abschnittes konnten noch weitere Querbrüche mit derselben Eigenart festgestellt werden. Einige Bohlen brachen noch durch, nachdem sie eine gewisse Belastung aufgenommen hatten. Die Brüche wurden, wenn möglich, elektrisch geschweißt und die Bohlen durch I-Träger, die vom obersten zum mittleren Aussteifungsrahmen führten, verstärkt. Für die Bohlen war Stahl mit 50 bis 60 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit und 20% Dehnung gewählt worden, um die Bohlen gegen das Rammen durch den schweren Kiesboden widerstandsfähig zu machen. Die Untersuchung hat ergeben, daß die Brüche durch Baustoffmängel verursacht worden sind. Bis zu einer Grubentiefe von 9 m hatten die Spundbohlenbrüche die Ausschachtungsarbeiten nicht nachteilig beeinflusst. Von dieser Tiefe ab abwärts traten aber die unangenehmsten Störungen auf; offenbar hatten die Querbrüche in diesen Tiefen auch zu Längsrissen in den Bohlenschlössern und damit zum Aufschlitzen der Wände geführt. Es waren eine genietete Eckbohle und sieben normale Bohlen zerstört. Durch die dadurch entstandenen Leckstellen drang beim Fortschreiten der Ausschachtung und der Wasserhaltung Kies und Sand und unverhältnismäßig viel Wasser in die Baugrube ein. Dies führte zu Tagesbrüchen in der Umgebung der Baustelle und brachte die Gefahr der Sohlensaufbrüche innerhalb der Baugrube. Von den verschiedenen Ver-

suchen zum Schließen der Leckstellen gelang am besten die Abdämmung durch eine lotrecht nach unten gerichtete hölzerne Verpfählung (Abb. 15, 16 u. 17). Das Eindringen von Kies und Sand wurde vollständig unterbunden, der Wasserandrang wesentlich gemindert. Das noch eindringende Wasser wurde in besonderen Dränleitungen dem Pumpensumpf zugeführt. Die Abdämmungsarbeiten konnten so betrieben werden, daß die Ausschachtungsarbeiten nicht verzögert wurden.

d) Das Betonieren. Wegen Raummangels auf der Baustelle und im Hinblick auf die Betonkörper, die in vergleichsweise kleinen Teilabschnitten hergestellt werden mußten, ist davon abgesehen worden, umständliche Betonierungsanlagen aufzustellen. Der plastische Zement-Traß-Beton ist vielmehr mittels Bodenklappenkübel und Kran unmittelbar geschüttet oder in Muldenkippern verfahren und dann eingebracht worden. Dieser ohne Aufwand eingerichtete Betrieb hat sich in vorliegendem Falle technisch und wirtschaftlich bewährt und war besonders gut anpassungsfähig. Die Hochbauten sind in Gußbeton erstellt worden, der mittels einer Gießturmanlage eingebracht worden ist.

### B. Die Brückenanlage.

a) Das Brückensystem und die Ausstattung der Brücke. Die Brückenanlage wurde unmittelbar neben die Sperrschleusenanlage gelegt; ein statischer Zusammenhang besteht nicht (s. auch Abb. 7 u. 9). Die im Wege stehenden alten Anlagen mußten zum Teil abgebrochen und zum Teil in einen der neuen Brückenpfeiler eingebaut werden (Abb. 18 u. 19).

Die Brücke ist als Rollklappbrücke ausgebildet und nach den Anforderungen der Brückensklasse I und für den Verkehr schwerer Straßenbahnlastenzüge berechnet. Die lichte Weite der zu überbrückenden Öffnung ist 16 m, die Stützweite 18,60 m und die Bauhöhe 1,50 m. Als Baustoff ist St 44 (DIN 1612) verwendet.

Die 11,50 m breite Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern. Die 2,25 m breiten Fußsteige sind auf Konsolen gelagert. Als Fahrbahnbelag sind 105 mm dicke, längslaufende Tragbohlen und 30 mm dicke, querlaufende Deckbohlen — beide aus Jarrahholz — und darüber ein 30 mm dicker, längslaufender, geteilter Seilgurtbelag gewählt. Der Fußwegbelag besteht aus 50 mm dicken, querliegenden Jarrahholzbohlen.

Die Rollklappbrücke hat einen 18,60 m langen Vorderarm und einen 6,20 m langen Hinterarm, der einen Teil der durchgehenden Brückenbahn bildet. Die Hauptträger sind 2,10 m hohe Blechträger und stützen sich mit Hilfe genieteter Kreissektoren auf eine Stahlgußlaufbahn, die auf dem Nordpfeiler liegt (Abb. 20). Die Brücke ist durch ein Gegengewicht am Ende des Hinterarms so ausgewogen, daß der Schwerpunkt im Mittelpunkt des Kreissektors liegt. Wenn die Brücke in Verkehrslage liegt, wird der Hinterarm zwecks Verriegelung durch Pendelstützen elastisch so weit — etwa 10 mm —



Abb. 17. Die Verpfählung einer Leckstelle in der eisernen Spundwand.

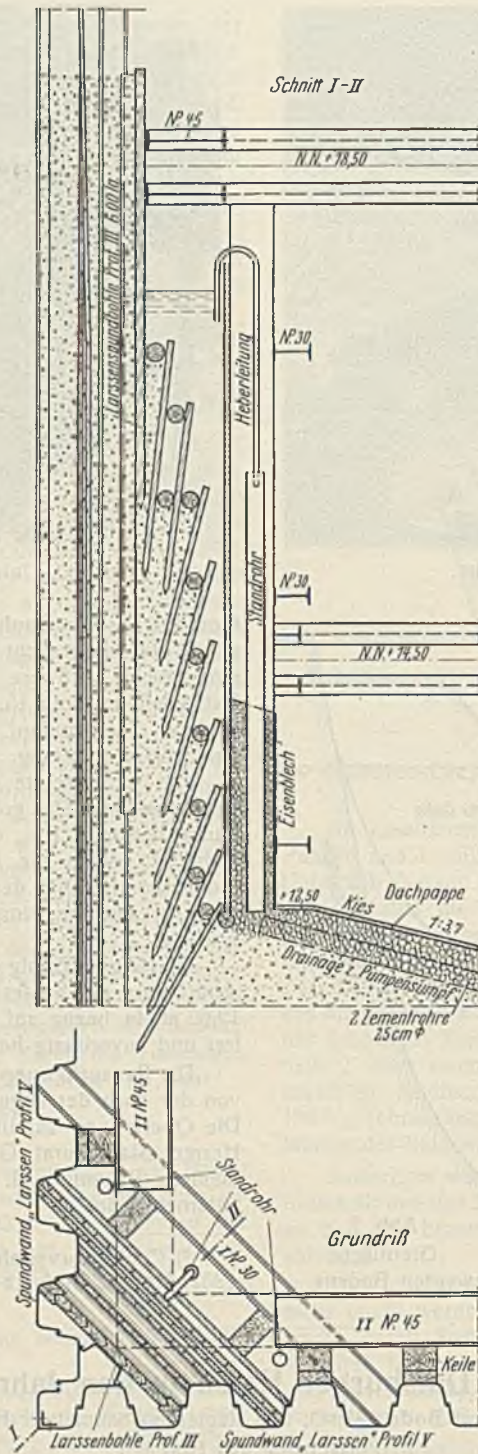


Abb. 15 u. 16. Abdämmung einer Leckstelle in der Spundwand durch Verpfählung.

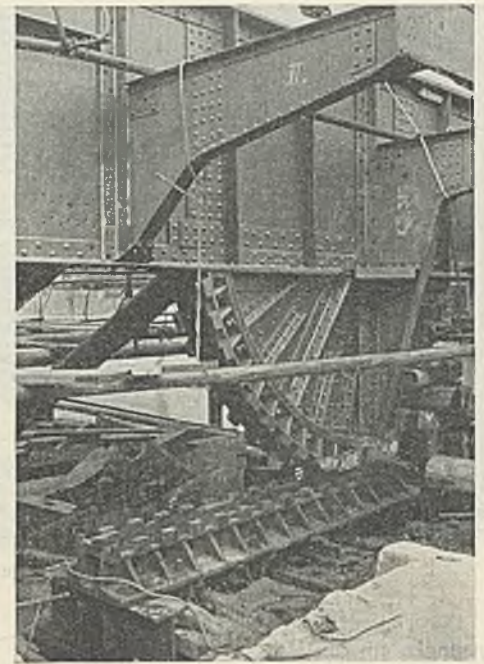


Abb. 20. „Kreissektor“, auf dem die Rollklappbrücke beim Öffnen und Schließen rollt.

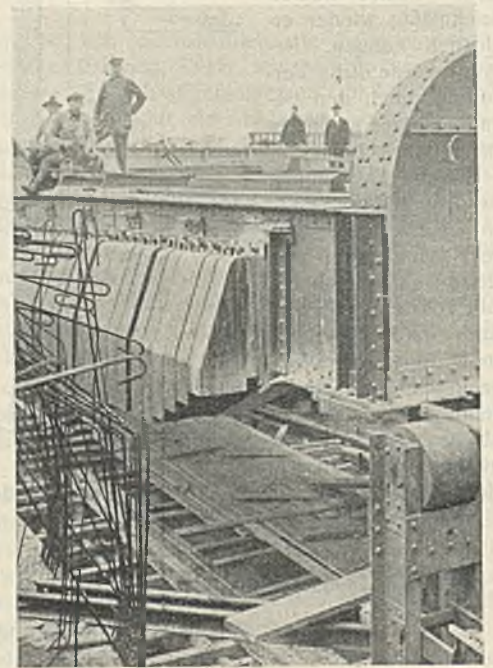


Abb. 21. „Pendelstütze“, mit der der kurze Arm der Rollklappbrücke verriegelt wird.

angehoben, daß die Lager des Vorderarms auf dem Südpfeiler eine positive Auflagerkraft erhalten und daß bei belastetem Vorderarm kein Abheben von diesen Pendelstützen stattfinden kann (Abb. 21).

Die Kippbewegung der Brücke wird durch zwei mit dem Vorderarm gelenkig verbundene Triebstangen erzielt. In die im Anfang der Bewegung lotrecht stehenden Triebstangen greifen ortsfeste Ritzel ein. Der Angriffspunkt der Triebstangen folgt der Rollbewegung der Brücke. Hierdurch vergrößert sich der Hebelarm für den Antrieb von 1,30 m auf 3,25 m mit zunehmendem Öffnungswinkel, mit dem auch die Wirkung etwaiger Windkräfte größer wird. Diese Anordnung hat vor der Anordnung waagerechter Triebstangen den Vorteil, daß der Antrieb zwischen den Hauptträgern bequem und übersichtlich untergebracht werden kann. Die Ritzel werden mit Hilfe von Stirnrädervorgelegen durch einen Drehstrommotor angetrieben. Ein Ausgleichgetriebe dient dazu, die Kräfte beider Triebstangen möglichst gleich hoch zu halten. Die Bewegung der Brücke wird beim Schließen durch zwei am Vorderarm angebrachte Luftpuffer und beim Öffnen durch zwei Prellklötze im Klappenkeller begrenzt. Die quer zur Brücke sich bewegenden Pendelstützen werden ebenfalls durch einen Drehstrommotor angetrieben. Die Straßenbahnoberleitung wird durch drei Portale aus einem genieteten I-Profil getragen; ein Portal steht auf dem Südpfeiler, das zweite in unmittelbarer Nähe davon am

Rande des Vorderarms und das dritte auf dem Nordpfeiler. Zum Abschluß der Zufahrtstraßen sind vierteilige, elektrisch angetriebene Schrankenanlagen aufgestellt. Der Verkehr aus drei Straßen wird durch optische und akustische Signale gewarnt. Die einzelnen Bewegungen der Brückeneinrichtung sind in Abhängigkeit voneinander gebracht. Die Brücke wird durch einen Mann bedient, der auch die für die Schifffahrt bestimmten Zeichen betätigt.

b) Die Brückenpfeiler und ihre Gründung. Der 23,50 m breite und 11,00 m lange Nordpfeiler trägt die Brückenlaufbahn und birgt die Antriebsmaschinen für die Brückentafel und für die Pendelstützen. Der Hinterarm der Brücke senkt sich bei der Kippbewegung in eine etwa 8 m tiefe Aussparung. Der Pfeiler ist ähnlich wie das Schleusenbauwerk in offener Baugrube zwischen Larssen-Spundwänden gegründet und ebenfalls auf die Wirkung der Bergsenkungen berechnet und entsprechend bewehrt.

Der Südpfeiler trägt die in der Achse der Brückenhauptträger gelegenen, gußstählernen Lagerkörper für die Auflager des Vorderarms sowie für die Luftpuffer und den in der Mittelachse der Brücke gelegenen Lagerkörper mit einem Führungzapfen. Für eine normale Gestaltung dieses Pfeilers, der gleichzeitig den Abschluß des südlich anschließenden, etwa 15 m hohen Straßendamms bilden muß, konnte der Platz nicht frei-

gemacht werden, da die an dieser Stelle stehenden Teile der alten Bauwerke erhalten werden mußten. Diese bildeten nämlich den Anschlag für den als Schwimmtor ausgebildeten Hochwasserverschluß der alten

11-m-Öffnung, die während der ganzen Bauzeit bis zur Eröffnung der neuen Durchfahrt der Durchführung des Schiffsverkehrs noch dienen mußte. Die alten Bauwerke sind zwischen hölzernen Spundbohlen nur wenig tief gegründet und bestehen aus verschiedenen alten Teilen (s. auch Abb. 18). Mit Rücksicht auf die 2,50 m unter die Fundamentunterkante der alten Bauwerke reichende Gründungstiefe der neuen Bauten mußten besondere Maßnahmen getroffen werden, um die bestehenbleibenden, alten Bauteile zu sichern und durch Anbauten so zu ergänzen, wie es der neue Brückenüberbau erforderte. Diese Anbauten sind als völlig selbständige Bauwerke behandelt worden, die das alte Bauwerk umfassen, ohne es zu berühren. So wurde beiderseits neben dem alten Pfeiler je ein zwischen Larssen-Spundwänden gegründeter, selbständiger Teilpfeiler errichtet. Diese beiden Teilpfeiler sind so gestaltet, daß sie nach der neuen Durchfahrt zu die Auflager für einen sie verbindenden, 5 m hohen, 1,50 m breiten und 18 m langen, vor dem alten Pfeiler liegenden Eisenbetonbalken bilden (Abb. 22). Dieser trägt die drei Lagerkörper für den Vorderarm des neuen Brückenbaues (s. auch Abb. 19). Das Fundament der stehenbleibenden, alten Bauteile ist durch eine Larssen-Spundwand gesichert worden, die an den alten Teilen selbst verankert ist. Zur Herstellung der an die Brücke anschließenden, festen Fahrbahn sind die alten Bauteile mit einer 0,70 m dicken Eisenbetonplatte überdeckt worden, die den festen, gußstählernen Fahrbahnabschluß trägt. Der Abschluß der Fußsteige wird von den Teilpfeilern

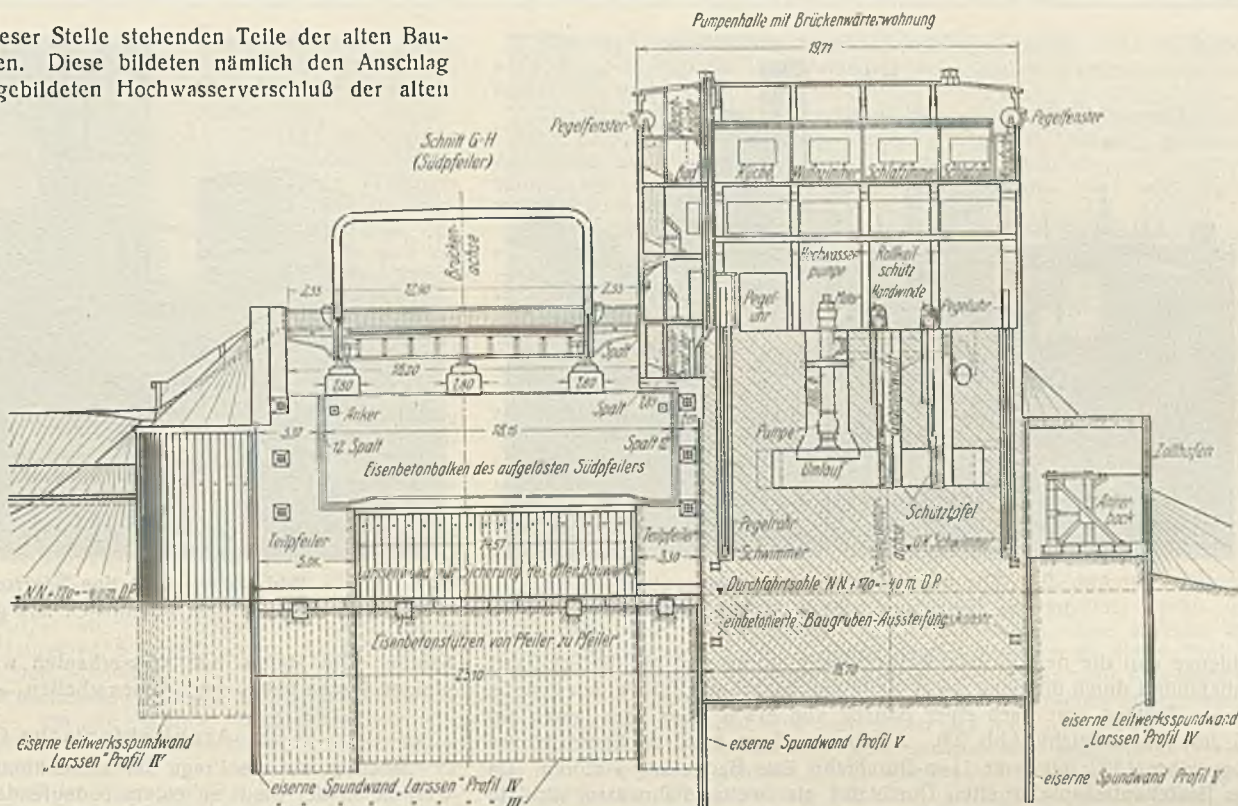


Abb. 18. Schnitt in der Achse der neuen Durchfahrt (Blick gegen den „aufgelösten“ Südpfeiler) und durch die Hochwasserpumpanlage.

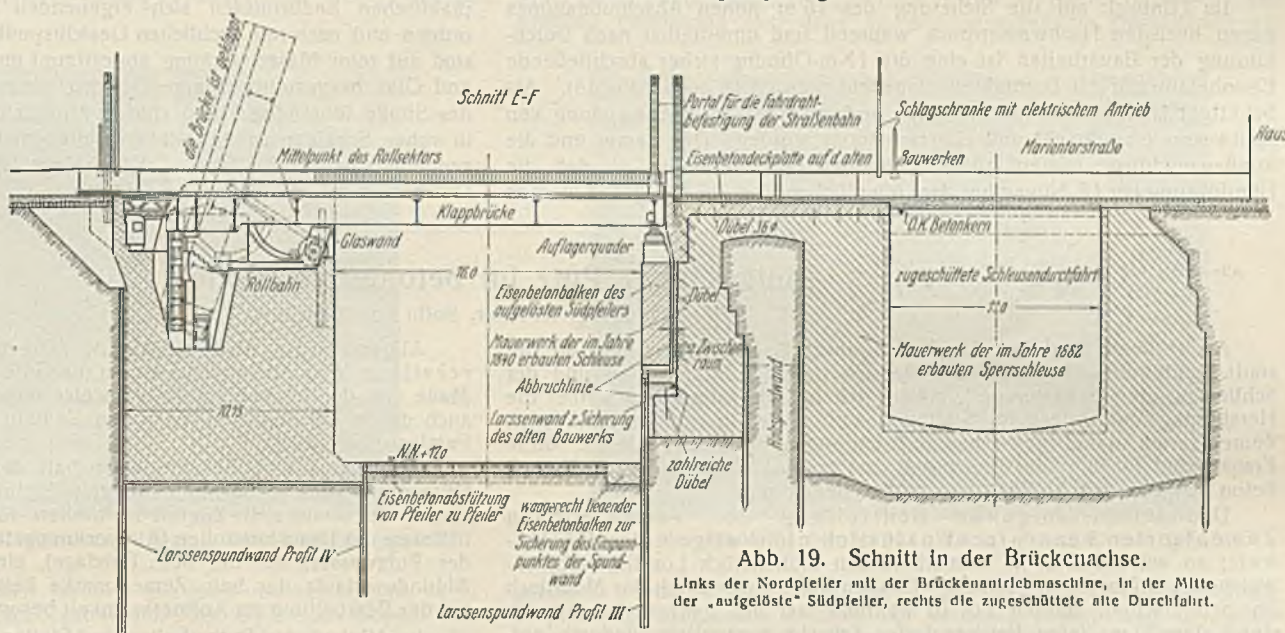


Abb. 19. Schnitt in der Brückenachse. Links der Nordpfeiler mit der Brückenantriebsmaschine, in der Mitte der „aufgelöste“ Südpfeiler, rechts die zugeschüttete alte Durchfahrt.

festen Fahrbahn sind die alten Bauteile mit einer 0,70 m dicken Eisenbetonplatte überdeckt worden, die den festen, gußstählernen Fahrbahnabschluß trägt. Der Abschluß der Fußsteige wird von den Teilpfeilern

getragen und ist so gestaltet, daß auch hier keine Berührung zwischen neuen und alten Bauwerken stattfinden kann.

c) Der Bedienungsstand. Der Bedienungsstand und die Schaltanlagen für die Brücke sind im unteren Teil eines Turmes untergebracht, der auf dem Nordpfeiler der Brücke unmittelbar neben der Torhalle steht. Der eigentliche Bedienungsstand liegt etwa 8 m über der Straße. Der obere Teil des Turmes ist in vier Pfeiler aufgelöst, zwischen denen Signale für die Schifffahrt angebracht sind, und die in einer Höhe von etwa 11 m über dem Hallendach eine Uhrstube mit einer vierseitigen Uhranlage tragen.

#### C. Die Einfahrtleitwerke.

Die 16 m breite und rd. 45 m lange Durchfahrt für die Schifffahrt ist durch Einfahrtleitwerke aus gerammten und verankerten Larssenwänden gesichert. Diese haben im Grundriß die Form von Parabeln, die sich tangential an die Pfeilerfluchten anschließen. Die Leitwände sind durch einen genieteten, H-förmigen Holm bekrönt.

#### D. Das Schließen der alten Sperrschleuse.

Wie bereits erwähnt, stellte die 11 m weite Durchfahrt der alten Sperrschleuse während der ganzen Bauzeit, wie auch vor Beginn der Bauarbeiten, die einzige Verbindung zwischen Außen- und Innenhafen dar. Sie mußte also für die Schifffahrt solange benutzbar und bei Hochwassergefahr mittels des Schwimmtors absperrbar bleiben, bis die neue Sperr-

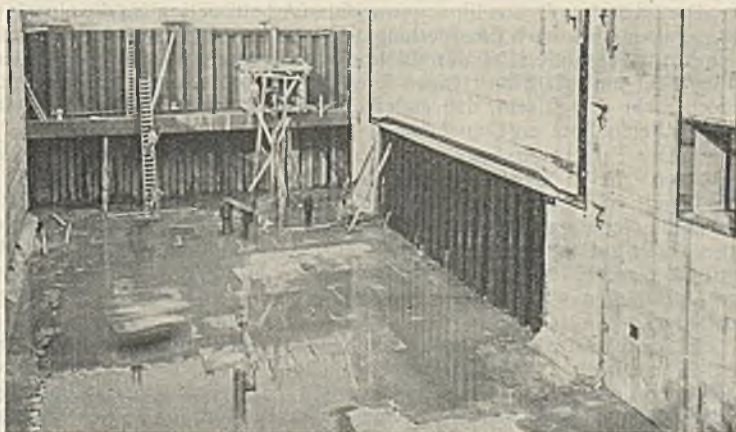


Abb. 22. Der „aufgelöste“ Südpfeiler der Brücke (s. a. Abb. 18 u. 19).

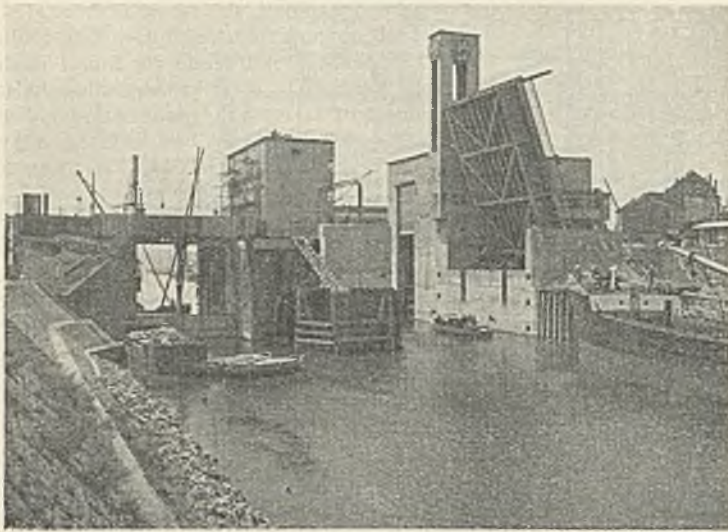


Abb. 23. Die neue Durchfahrt ist freigegeben, die alte Durchfahrt (links) wird verbaut.

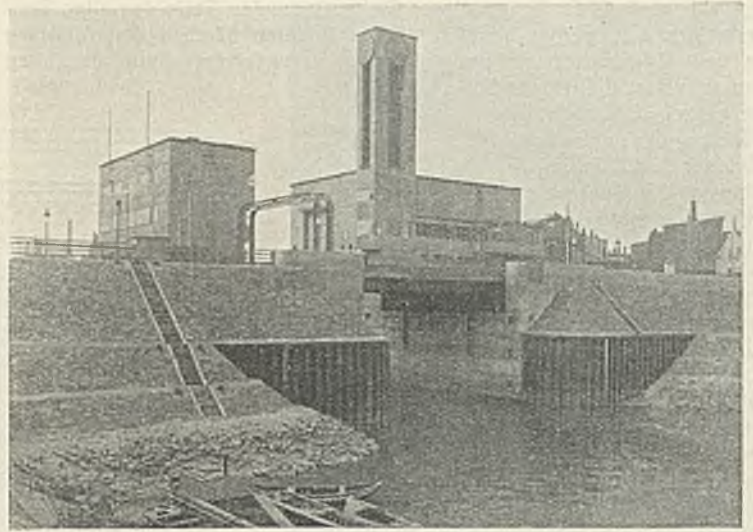


Abb. 24. Die fertige Sperrschleusenanlage vom Innenhafen aus gesehen.

schleuse und die neue Brücke betriebsfertig waren und bis die Schifffahrt unbehindert durch die neue, 16 m weite Durchfahrt geleitet werden konnte. Dieser Zustand war nach einer Bauzeit von etwas über drei Jahren am 15. Juli 1929 erreicht (Abb. 23). An diesem Tage hatte die Sperrschleuse vom Jahre 1882 mit ihrer 11-m-Durchfahrt ihre Bedeutung verloren. Da das Bestehenlassen der alten Durchfahrt als zweites Fahrwasser nicht in Frage kam, ist sie zugeschüttet worden. Das Schwimmtor wurde abgewrackt.

Im Hinblick auf die Sicherung des 15 m hohen Abschlußdamms gegen höchsten Hochwasserdruck während und unmittelbar nach Durchführung der Bauarbeiten ist eine die 11-m-Öffnung sicher abschließende Eisenbetonwand als Dammkern eingebaut worden (s. auch Abb. 18). Als Schüttgut ist Kiessand mittels eines Becherwerkes unter Anwendung von Spülwasser eingebracht und eingeschlämmt worden. Der Damm und die Straßenanschlüsse waren Mitte November 1929 vollendet, so daß die Überführung am 18. November dem öffentlichen Verkehr übergeben werden

konnte. Die Hafen- und Wasserbauten waren damit — abgesehen von einigen Nacharbeiten und Nebenarbeiten — beendet.

#### E. Architektonische Gestaltung.

Wichtig war die Frage der architektonischen Wirkung der Bauwerke, weil sie in der Stadt an einem bedeutenden Verkehrspunkt liegen. Der Formgebung der Anlage ist daher beim Entwurf und bei der Ausführung besondere Beachtung geschenkt worden. Es ist gelungen, die aus praktischen Bedürfnissen sich ergebenden Baumassen zweckmäßig zu ordnen und nach rein sachlichen Gesichtspunkten zu gliedern. Die Bauten sind auf reine Massenwirkung abgestimmt und nur aus rohem Beton, Stahl und Glas hergestellt. Einige Gesimse und die Umrahmungen der nach der Straße führenden Türen sind in Muschelkalk ausgeführt. Die großen, in roher Schalungstruktur stehengebliebenen Betonflächen wirken überzeugend klar und schlicht. — Die Anlage ist ein neues Wahrzeichen des Duisburger Hafens (Abb. 24). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Einiges über Putz im betonierten Stollen.

Von Dipl.-Ing. W. Ruer, Soln bei München.

Als früherer Bauleiter der Bauabteilung 3, Los III (Reichersdorf der städt. Bauleitung), bei dem Bau der Überleitung der Mangfall und der Schlierach zum Seehamersee<sup>1)</sup>, möchte ich im folgenden einiges über die Herstellung des Putzes im Stollen B und über die mit verschiedenen Zementarten dabei gewonnenen Erfahrungen berichten. Gerade diese Fragen sind für die Wasserdichtheit und Schluckfähigkeit des in Stampfbeton ausgeführten Stollens von großer Bedeutung.

Die unten folgende Beurteilung der verschiedenen Zementarten beansprucht natürlich nicht allgemeine Gültigkeit; so wurden z. B. im anschließenden Stollenstück Los IIa recht abweichende Erfahrungen gemacht. (Stollen Los IIa war durch das Mundloch im Schlierachtal, Stollen Los III während fast der ganzen Bauzeit nur durch den 30 m tiefen Reichersdorfer Schacht zugänglich; dadurch entstanden verschiedene Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnisse.)

Vorgeschrieben war ein Glättputz (Spiegelputz) von 20 mm Gesamtdicke in vier Lagen. Diese Lagen waren der Vorschrift nach: 1. Spritzwurf im Mischungsverhältnis 1 : 4; 2. Rauputz oder Grobputz im Mischungsverhältnis 1 : 4; 3. Schweißschicht oder Quarzputz im Mischungsverhältnis 1 : 2; 4. Spachteln mit reinem Zement oder Glättputz. Diese Mischungsverhältnisse wurden später in der unten angegebenen Weise geändert.

Es wurde darauf gedrungen, daß die erste Putzlage stets auf möglichst frischem Beton, also möglichst kurz nach dem Ausschalen des Betons aufgebracht wurde, um eine möglichst große Haftfestigkeit zwischen Beton und Putz zu erreichen. Der Gang der Arbeiten gestaltete sich so, daß die erste Putzlage, der Spritzwurf, in der Regel auf ungefähr 10 bis 14 Tage alten Beton aufgebracht wurde. (Der Beton durfte frühestens nach 6 Tagen ausgeschalt werden.)

In Stollenstrecken, wo der Putz aus verschiedenen Gründen (meist an Ausweichen und z. B. hinter den Windkesseln und den Wetterrohren) erst sehr viel später, z. B. 6 bis 10 Wochen nach dem Ausschalen, aufgebracht wurde, konnte irgendeine Verminderung der Haftfestigkeit nirgends festgestellt werden. Daraus läßt sich schließen, daß das Alter des Betons im Stollen für die Haftfestigkeit eine weniger große Rolle spielt, als zuerst angenommen wurde. Sehr wichtig ist natürlich eine gründliche Säuberung der Betonoberfläche an diesen Stellen vor dem Aufbringen der ersten Putzlage.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1930, Heft 53/54.

Allgemein ist noch zu sagen, daß die folgenden Angaben nur relativen Wert haben können, da die Güte des fertigen Putzes in hohem Maße von der besonderen Arbeitsweise der einzelnen Leute, namentlich auch davon abhängt, wie diese den Zement beim Glättputz, der letzten Putzlage, behandelt.

Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt der Stollenluft haben auf die Güte des Putzes einen nur bedingten Einfluß, insofern nämlich als diese Umstände, sowie z. B. Zugluft im Stollen oder die ungewöhnlichen Verhältnisse im Druckluftstollen (Austrocknungstendenz durch das Auspressen des Putzwassers aus der betr. Putzlage), eine Änderung des gewohnten Abbindeverlaufs der betr. Zementmarke bewirken und damit die Leute bei der Bearbeitung zur Aufmerksamkeit besonders beim Glättputz zwingen.

Im Verlauf der Putzarbeiten im Stollen B, Los III, wurde mit zwei Portlandzementen gearbeitet, nämlich mit: 1. Marke „Wetterau“ von Lengfurt a. M. und 2. Marke „Dyckerhoff Doppel“, und ferner mit drei Eisenportlandzementen: 1. Marke „Schalke“ der Vereinigten Stahlwerke, Gelsenkirchen, 2. Marke „Georgs-Marienhütte“ der Klöckner-Werke, Osna-brück, und 3. Montanzement von Amberg.

Die im Stollen B, Los III, angewendeten Arbeitsweisen für die einzelnen Putzlagen ergaben nach Einarbeitung der Putzkolonne einen völlig einwandfreien Putz, besonders ist der Glättputz im größeren Teile des Stollens völlig dicht und glatt, auf langen Strecken oft sogar glasartig. Damit soll jedoch nicht gesagt sein, daß andere Arbeitsweisen nicht ebenfalls einen einwandfreien Putz ergeben können.

1. Der Spritzwurf soll die Verbindung zwischen Beton und Putz herstellen. Er ist 5 bis 6 mm dick und hat ein Mischungsverhältnis 1 : 3. Der Sand von der Korngröße 0 bis 3 mm wurde aus dem Stollenausbruchmaterial gewonnen. Jede der fünf obengenannten Zementmarken hat sich als gut brauchbar erwiesen. Zur Herstellung von 15 lfd. m Spritzwurf, d. s. rd. 100 m<sup>2</sup>, brauchten 4 Maurer 5 bis 6 Arbeitstunden. Nach dem Aufbringen wurde dieser Putzlage 12 Std. Ruhe zum Anziehen gelassen.

2. Der Grobputz soll Unebenheiten in der Betonoberfläche und Löcher ausgleichen. Von dieser Lage hängt es ab, ob der fertige Putz völlig eben wird, d. h. keine Buckel erhält. Der Grobputz ist im allgemeinen 10 mm dick und hat ein Mischungsverhältnis 1 : 3. Der aus dem Stollenausbruch gewonnene Sand hat eine Korngröße von 0 bis 3 mm. Auch hier haben sich die fünf genannten Zementmarken gut bewährt. Zur Herstellung von 15 lfd. m = rd. 100 m<sup>2</sup> Grobputz brauchten 4 Maurer rund

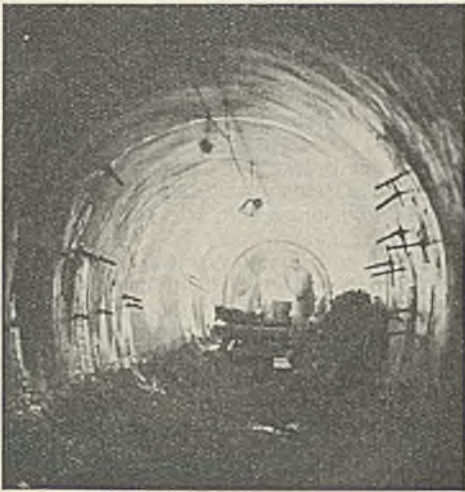


Abb. 1. Putzarbeit bei Wasserandrang. Wasser durch Röhrchen gefaßt.

8 Arbeitstunden. Diese Putzlage erhielt ebenfalls 12 Std. Ruhe zum Abbinden.

3. Der Quarzputz ist die eigentliche Grundlage für den Glättputz und muß deshalb sorgfältig geglättet sein. Er ist  $2\frac{1}{2}$  mm dick und hat ein Mischungsverhältnis 1 : 2. Der aus dem Stollenausbruch gewonnene Sand hat eine Korngröße 0 bis 1 mm. Der bei dem Quarzputz angewendete Zement soll erst beim Glättputz besprochen werden, da stets darauf gesehen wurde, daß für diese beiden Putzlagen dieselbe Zementmarke verwendet wurde, und zwar hing die Zementmarke des Quarzputzes

von der des späteren Glättputzes ab. Zur Herstellung von 15 lfd. m = rund 100 m<sup>2</sup> brauchten 4 Maurer rd. 8 Arbeitstunden. Diese Putzlage erhielt ebenfalls 12 Std. Ruhe zum Abbinden.

4. Der Glättputz ist die wichtigste Putzlage. Neben der Forderung der größtmöglichen Glätte — um die spätere Schluckfähigkeit des Stollens möglichst groß zu machen — hat er auch die völlige Abdichtung des Stollens gegen Wasser von außen oder von innen zu erfüllen. Er besteht aus reinem Zement und ist  $2\frac{1}{2}$  mm dick. Vor dem Anrühren wird der Zement durch ein 1-mm-Sieb gesiebt, um etwaige Fremdkörper zu entfernen. Zur Herstellung von 15 lfd. m = rd. 100 m<sup>2</sup> brauchten 4 Maurer 9 bis 10 Arbeitstunden. Völlig erhärtet war diese Putzlage nach 2 bis 3 Tagen.

Die Mischungen für die einzelnen Putzlagen wurden nicht im Stollen, sondern über Tage in der Putzmischbude trocken gemischt, um eine bessere Kontrolle zu ermöglichen.

Die Mahlfineinheit der Zemente spielte nach unseren Erfahrungen keine Rolle. Es wurde daher auch für keine Putzlage der Zement gesiebt, mit Ausnahme des Glättputzzementes, dieser aber auch nur, wie oben erwähnt, um etwaige Fremdkörper, wie Klunkern, Holz- oder Eisenstückchen usw. zu entfernen.

Über die Farbtöne des fertigen Putzes (alles bei Stollenlampen- und elektrischem Licht gesehen) ist zu sagen, daß der aus Dyckerhoff-Doppel und Lengfurter Zement bestehende Glättputz gelblich aussieht und diesen Farbton auch nicht mehr geändert hat. Der Glättputz aus Schalke-Zement sah beim Abbinden ebenfalls gelblich aus. Der Farbton wechselte mit zunehmendem Alter immer mehr ins Grünliche, bis er schließlich dunkelmoosgrün aussah mit helleren Flecken. Ob dieser Farbtonwechsel im Glättputz selbst stattfindet, oder ob dieser Farbton aus den übrigen Putzlagen allmählich durchschlägt, wie dies einzelne Maurer behaupteten, war nicht festzustellen. Wir nehmen aber an, daß doch der Glättputz selbst die Farbe wechselt. Der Glättputz mit Zement „Georgs-Marienhütte“ sieht beim Abbinden graugrünlich aus und dunkelt mit der Zeit nach. Den Farbton wechselte er nicht.

Irgendwelche Abblätterungen wurden bei keiner Zementmarke beobachtet.

Im ganzen Stollen B, Los III, haben sich nur drei Schwindrisse gezeigt, und zwar einer am Stollenmundloch am See und je einer rechts und links vom Schacht Reichersdorf. Die Risse haben ohne Zweifel ihre Ursache in den sehr starken Temperaturschwankungen an diesen Stellen. Um im allgemeinen Risse zu vermeiden, wurden an den Arbeitstößen, alle rd. 15 m, Quarzputz und Glättputz stets glatt abgeschnitten, der frische Putz sorgfältig angeputzt und dann später der Stoß nachgeputzt.

Das Einstauben wurde nicht gern gesehen und fand nur dort statt, wo sich Tropfstellen gebildet hatten, um das Abbinden zu beschleunigen. Bei stärkerem Wasserandrang aus dem Gebirge wurde entweder ein Dichtungsmittel angewendet, meistens „Sika“ oder „Trikosal“ S 1, einige Male auch Wasserglas (Soda war verboten), oder es wurden die Wasserfäden meist in Röhrchen, seltener auch in offenen Rinnen gefangen. Die Arbeiten gestalteten sich dann so, daß zunächst die Wasserfäden ab-

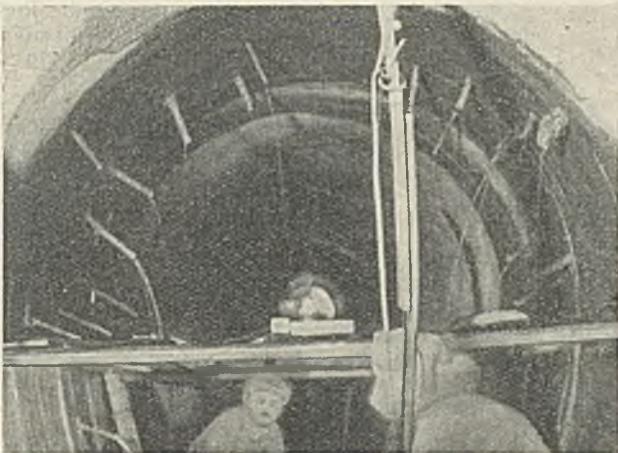


Abb. 2. Putzarbeit bei Wasserandrang. Wasser durch Röhrchen gefaßt.

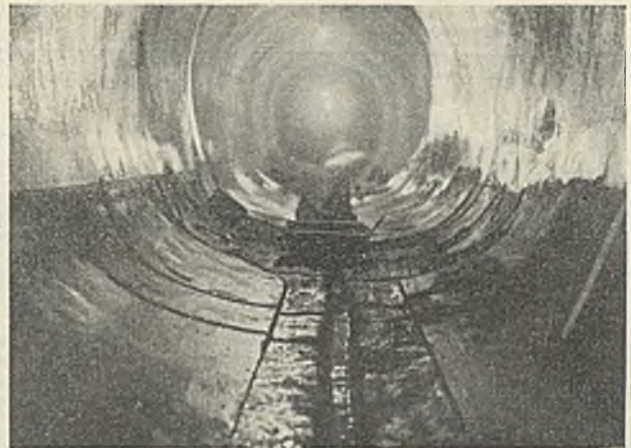


Abb. 3. Putzarbeit in der Sohle. Wasser durch Rinnen gefaßt.

Montanzement erwies sich für den Glättputz als ungeeignet, da er sich nicht glätten ließ, er „schoppte“ sich. Mit Dyckerhoff-Doppel und mit Lengfurter Zement „Wetterau“ wurden keine besonders guten Erfahrungen gemacht. Der damit hergestellte Glättputz war wohl dicht, jedoch ließ die Glätte zu wünschen übrig. Es bildeten sich ganz kleine, dicht nebeneinander liegende Ausbuchtungen („Wimmerln“), und zwar meist erst gegen Ende der Abbindezeit. Dadurch fühlte sich die Putzoberfläche sehr rau an. Der mit diesen Zementen hergestellte Glättputz mußte vollständig mit Bimsstein abgeschliffen werden. Gute Erfahrungen wurden mit dem „Schalke“-Zement gemacht, der eine völlig dichte und sehr glatte Oberfläche ergab. Am besten jedoch geeignet erwies sich der Zement „Georgs-Marienhütte“, mit dem neben völliger Dichte eine glasartig glatte Oberfläche erzielt wurde.

gefangen wurden; dann wurden die Flächen um diese Abfangstellen fertig verputzt und nach deren Erhärten die Röhrchen entfernt und die Löcher oder Rinnen mit einem der genannten Dichtungsmittel gedichtet. Auf diese Weise konnten alle Stellen mit zum Teil starkem Wasserandrang einwandfrei gedichtet werden.

Abb. 1 zeigt eine Stollenstrecke mit Wasserandrang, wo die Wasserfäden durch Röhrchen gefaßt sind. Auch Abb. 2 zeigt eine Stollenstrecke mit durch Röhrchen gefaßten Wasserfäden. Hier befinden sich auf 1 m Stollenlänge 29 Röhrchen. Abb. 3 endlich zeigt eine Stollenstrecke, in der der Sohlenputz aufgebracht wird und wo das Wasser in die unter dem Sohlenbeton liegende Drainage durch offene Rinnen abgeführt wird.

Über den Zementverbrauch für den Putz s. Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 823.

## Vermischtes.

Ein neues Gerät zur Entnahme ungestörter Tonproben aus Bohrlöchern. Zur Entnahme von Tonproben für bautechnische Zwecke sowie zum Transport von der Entnahmestelle zum Laboratorium hat J. L. Beatty in Eng. News-Rec. 1932 vom 23. Juni ein neues Gerät angegeben, das sich dem Kolbenbohrer von John Olsson<sup>1)</sup> und dem Burkhardtschen Bohrpfeil<sup>2)</sup> ebenbürtig zur Seite stellen kann und bei

den Bodenuntersuchungen für den Bau der San Francisco-Oakland-Brücke mit gutem Erfolge verwendet worden ist.

Das Beattysche Gerät (s. Abb.) besteht aus drei Teilen: dem unteren Entnahmezylinder, dem mittleren „toten Raum“ und der oberen Ventilkammer mit Kugelventil, Sieb und vier seitlichen Auslaßöffnungen. Der Entnahmezylinder ist aus einem dickwandigen Stahlrohr hergestellt, in das ein der gewünschten Länge der Bodenprobe entsprechendes dünnwandiges Messingrohr eingeschoben ist. Ein unten mit einer Schneide versehenes Ansatzstück wird auf das Stahlrohr aufgeschraubt und hält das Messingrohr fest. In den „toten Raum“ schiebt sich bei der Probeentnahme der obere Teil der Bodenprobe, der für Untersuchungszwecke unbrauchbar ist, da seine Struktur meist stark gestört ist. Zum An-

<sup>1)</sup> John Olsson, Kolvborrh, ny borrtyp för upptagning av lerprov, Teknisk Tidskrift. 28. Februar 1925. Auszug s. Ztrbl. d. Bauv. 1925, Nr. 32.

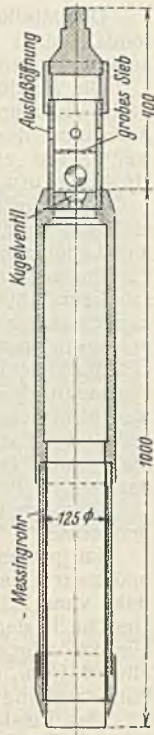
<sup>2)</sup> Burkhardt, Die Aufschließung des Untergrundes, Bautechn. 1931, Heft 17.

schrauben an ein Bohrgestänge ist am Kopf des Entnahmegeräts ein Gewindezapfen angeordnet.

Zur Entnahme einer Bodenprobe wird das an das Bohrgestänge geschraubte Gerät auf die Sohle des bis dicht über die Entnahmetiefe mit üblichen Bohrwerkzeugen niedergebrachten Bohrloches gestellt und dann entweder durch Gewichtsbelastung oder mittels einer Druckwasserpresse in den tieferen Untergrund eingedrückt. Die im Zylinder vorhandene Luft (bzw. Wasser) strömt durch das Kugelventil und die Auslaßöffnungen nach oben ab. Wird nun das Gerät angehoben, schließt sich das Kugelventil. Der in dem Stahlzylinder befindliche Tonkern reißt unten ab und wird mit dem Gerät zusammen zur Erdoberfläche hochgezogen.

Nach Abschrauben des unteren Ansatzstückes läßt sich das Messingrohr mit der Tonprobe aus dem Stahlrohr herausnehmen. Die über die Enden des Messingrohres überstehenden Teile der Bodenprobe werden mit einem dünnen Stahldraht abgeschnitten, das Messingrohr durch zwei Kappen und letztere durch Eintauchen in flüssiges Paraffin oder durch Verkleben mit Leukoplast bzw. Isolierband luftdicht verschlossen. In dem Messingrohr wird die Probe dann sofort dem Laboratorium zugestellt. Hier wird nach Entfernen der Kappen das Messingrohr längs zweier einander gegenüberliegender Mantellinien aufgeschnitten, so daß die Probe unter größtmöglicher Schonung ihrer Struktur herausgenommen werden kann.

Bei den oben erwähnten Baugrunduntersuchungen wurden einwandfreie Proben bis zu 80 m Tiefe gewonnen. Zur Anwendung gelangte das Entnahmegerät in zwei verschiedenen Abmessungen: bei weicherem Ton mit 12,5 cm, bei härterem Ton mit 5 cm Durchm. Bei einem dritten Gerät endlich waren drei kleinere Stahlzylinder im Dreieckverband nebeneinander angeordnet, so daß drei Proben von je 5 cm Durchm. und 30 cm Länge gleichzeitig entnommen werden konnten. Regierungsbaurat Früh, Berlin.



Tonproben-Entnahmegerät von Beatty.

der vollwandig ist (Abb. 1). Die Bolzen der Fußgelenke haben 8,25 cm Durchm.; das Lager besteht aus einer genieteten Konstruktion aus Stahlblechen und Winkeln. Die Querverstrebungen liegen in den Säulenreihen, in den Viertelpunkten und in der Gelenkreihe. (Vgl. den Grundriß in Abb. 1.)

Die Pfosten sind in einer die Rampen abschließenden Betonwand von 1,30 m Dicke eingebettet, der Obergurt wurde in die 18 cm dicke Straßendecke einbetoniert. Die Unterseite der Brücke hat eine außen gestockte und mit Zementanstrich versehene Verkleidung erhalten. Ebenso sind auch im Innern alle Stahlteile von Beton ummantelt, wie aus dem Längs- und Querschnitt in Abb. 2 zu erkennen ist.

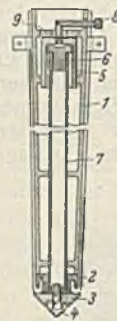
Die seitlichen Ansichtflächen sind mit Granit verkleidet. Die lichte Höhe unter dem Scheitel beträgt 5,15 m und unter den Kämpfern 3,95 m. Die Aufstellung der in zwei Teilen angelieferten Halbrippen wurde in einem Arbeitstage mit Hilfe eines Kranes, und zwar ohne Behinderung des Verkehrs durchgeführt.

Die Revere Beach-Brücke wurde von dem Massachusetts Departement für öffentliche Arbeiten erbaut. Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion war den Boston Bridge Works, Cambridge, Mass., übertragen. Die Gesamtkosten der Straßenüberführung einschließlich der Rampen belaufen sich auf 180 000 \$, wovon 55 000 \$ auf die Brücke entfallen. —s—

Patentschau.

Vorrichtung zum Einleiten der Ausziehbewegung von Pfahlkernen für Senkrohre. (KI. 84c, Nr. 536 044 vom 11. 2. 30 von Ottokar Stern in Wien, Zusatz zum Patent 504 479<sup>1)</sup>.) Zur Vermeidung von Betriebsstörungen, die bei der tiefen Lage der Presse schwer zu beheben sind,

wird die Presse am oberen Ende des Pfahlkernes angebracht. Der zum Abheben des Pfahlkernes vom Pfahlschuh notwendige Preßdruck wird dabei mittels eines Druckgestanges oder Rohres vom oberen Ende des Pfahlkernes her auf den Pfahlschuh übertragen. Am unteren Ende des Pfahlkernes 1 ist der Pfahlschuh 2 lose angesetzt, der nach unten zu von der Platte 3 abgedeckt und mit ihr durch die Schraube 4 verbunden ist. Oben im Pfahlkern ist ein Zylinder 5 eingebaut, mit dem der Kolben 6 zusammenarbeitet, der mittels eines Rohres 7 mit dem Pfahlschuh 2 verschraubt ist; ein Druckrohr 8 verbindet die Preßwasserpumpe mit dem Druckzylinder 5. Im Pfahlkern ist oben ein Deckel 9 eingeschraubt, an dem sich ein Zylinder während des Preßvorganges abstützt, um den Preßdruck auf den Pfahlkern zu übertragen. Wird in den Zylinder 5 Druckwasser eingelassen, so sucht er sich von dem Kolben 6 abzuheben und hebt dabei mit seiner oberen gegen den Deckel 9 drückenden Stützfläche das Pfahlrohr von dem Pfahlschuh 2 ab, der seinerseits von dem auf dem Kolben 6 lastenden Preßdruck unter Vermittlung des Druckrohres 7 niedergehalten wird.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannungen: zum Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft: der Reichsbahndirektionspräsident Dr.-Ing. e. h. r. Leibbrand, bisher in Essen; — zum Präsidenten der RBD Essen: der Direktor des RZM Bergmann, bisher in Berlin; — zum Direktor des RZM: der Reichsbahndirektor Emmelius in Berlin.

Versetzt: die Reichsbahnrate Zinser, bisher bei der RBD Münster (Westf.), als Vorstand zum Neubauamt Groß Strehlitz, Harms, bisher beim Betriebsamt Königsberg (Pr.) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Kolberg, Dr.-Ing. Halank, Vorstand des Betriebsamts Kolberg, als Vorstand zum Betriebsamt Neustrelitz, Dr.-Ing. Baumann, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Wetzlar, Franz Wagner, bisher beim Betriebsamt Hamburg, zum RZB in Berlin, Krafft, bisher bei der RBD Karlsruhe, zum Betriebsamt Karlsruhe 1, Knapp, bisher beim Betriebsamt Offenburg, zum Neubauamt Heidelberg, Schaff, bisher beim Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 1, zum Neubauamt Freiburg (Breisgau), Scherer, bisher bei der RBD Karlsruhe, zum Betriebsamt Offenburg, Dr. rer. pol. Acker, bisher beim Betriebsamt Karlsruhe 1, zur RBD Karlsruhe und Bertram, bisher beim Neubauamt Heidelberg, zum Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 1, die Reichsbahnbaumeister Fuchs, bisher bei der RBD Berlin, in den Bezirk der RBD Halle (Saale), Ast, bisher beim Betriebsamt Cottbus, zur RBD Berlin und Ball, bisher beim Betriebsamt Offenburg, zur RBD Karlsruhe.

Zur Beschäftigung einberufen: die Regierungsbaumeister des Eisenbahn- und Straßenbauamts Kaune im Bezirk der RBD Erfurt, Kukielka im Bezirk der RBD Kassel, Heinsch im Bezirk der RBD Altona und Dr.-Ing. Adolf Fischer im Bezirk der RBD Hannover.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Eifflaender, Dezernt der RBD Trier, und Michaelis, Vorstand des Betriebsamts Guben.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1931, Heft 22, S. 343.

INHALT: Bau eines Sammelbrunnens für das neue Grundwasserwerk der Stadt Magdeburg. — Die Bauarbeiten im Duisburger Hafen in den Jahren 1926 bis 1930. (Fortsetzung.) — Einiges über Putz im betonierten Stollen. — Vermischtes: Neues Gerät zur Entnahme ungestörter Tonproben aus Bohrlochern. — Verkleidete Stahlrippenbrücke mit drei Gelenken für die Überführung einer Straßenschleife bei Boston. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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

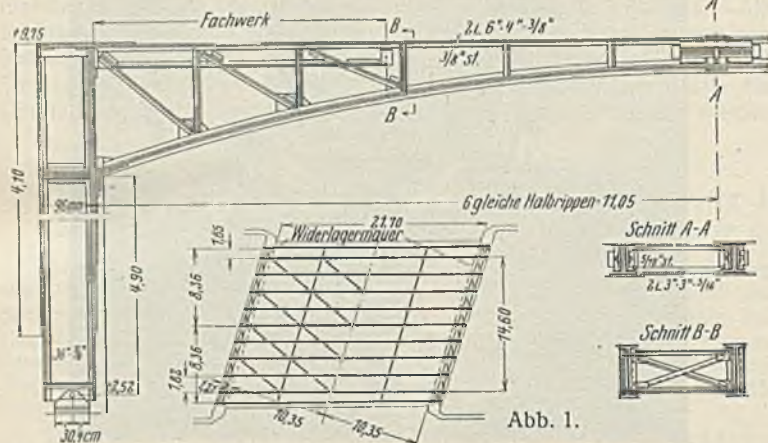


Abb. 1.

Verkleidete Stahlrippenbrücke mit drei Gelenken für die Überführung einer Straßenschleife bei Boston. Für die Überführung einer Straßenschleife zwischen Boston und Revere Beach wurde eine verkleidete Stahlrippenbrücke mit drei Gelenken gewählt, die durch geringe Bauhöhe, niedrige Baukosten und kurze, den Verkehr nicht unterbrechende Aufstellung bemerkenswert ist. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 26 vom 24. Dezember, S. 993, verläuft die Brücke schräg zu der überquerten, von Straßenbahnen befahrenen Straße und besteht aus elf Stahlrippen mit drei Gelenken. Die seitlichen, vollwandigen Pfosten stehen auf Bolzgelenken. Der an die Pfosten anschließende Teil ist eine Fachwerkkonstruktion mit drei Feldern, während der Mittelteil wie-

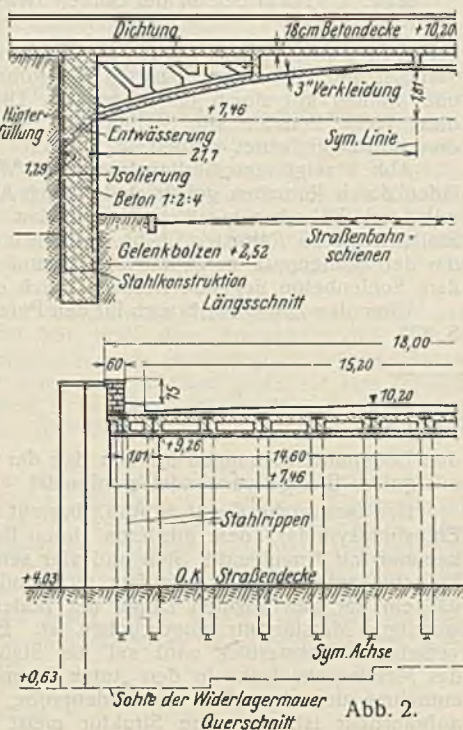


Abb. 2.