

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 6. Juli 1934

Heft 29

## Beanspruchung von Gewichtstauwauern durch das strömende Sickerwasser.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi, o. ö. Prof. an der Technischen Hochschule Wien.

Die Beschäftigung mit der Wirkung der Durchlässigkeit des Untergrundes auf die Standfestigkeit betonierter Stauwauern veranlaßte den Verfasser zu eingehenderem Studium der Beanspruchungen, die der Auftrieb und Strömungsdruck im Körper solcher Mauern erzeugt. Die ziffermäßige Auswertung der einschlägigen Versuchsergebnisse führte zu der Erkenntnis, daß die Wirkung des Auftriebes und des Strömungsdruckes auf den Körper einer betonierten Stauwand beinahe ebenso groß ist, wie wenn der Mauerkörper aus kohäsionslosem Sande bestünde, dessen Porenvolumen jenem des Betons gleichkommt. Im folgenden wird das Beweisverfahren wiedergegeben und über den Einfluß des Ergebnisses auf unsere Vorstellungen von den Druckverhältnissen im Innern betonierter Stauwauern gesprochen. Die Berechnung der Randspannung geschieht dabei mit Hilfe des Trapezgesetzes.

### Bruchgefahr und wirksame Flächenporosität.<sup>1)</sup>

Abb. 1 stellt das vereinfachte Mohrsche Bruchdiagramm (Pol  $O$ ) für einen betonierten Probekörper mit dem Querschnitt  $F$  dar, der durch einen allseitigen, auf die Festsubstanz des Körpers wirkenden Druck  $q$  und einen zusätzlichen Axialdruck  $\frac{P}{F}$  (beide auf die Flächeneinheit bezogen) zum Bruch gebracht wurde. Bezeichnet  $\tau_0$  die Kohäsion und  $\varphi$  den mittleren Winkel der inneren Reibung des Körpers, so besteht zwischen dem Druck  $q$  und der Bruchlast  $P$  zufolge Abb. 1 die Beziehung:

$$(1) \quad P = \frac{2F}{1 - \sin \varphi} (\tau_0 + q \cdot \sin \varphi).$$

Setzt man in dieser Formel  $q=0$  und  $F=1$ , so erhält man die einfache Druckfestigkeit  $c_0$  des Probekörpers. Sie beträgt

$$(2) \quad c_0 = \frac{2\tau_0}{1 - \sin \varphi}.$$

Wenn die Bruchlast  $P$  auf einen Probekörper wirkt, der allseitig mit einer unter dem Druck  $p$  stehenden Flüssigkeit umgeben ist, so müssen wir zwei Fälle unterscheiden: wasserdicht umkleideter Probekörper, dessen Poren mit Luft oder mit spannungsfreiem Wasser gefüllt sind, und nicht umhüllter (freier Körper), dessen Porenwasser ebenfalls unter dem Drucke  $p$  steht. Im ersten Falle wird der gesamte, auf die Außenseite des Körpers wirkende hydrostatische Druck auf die Festsubstanz übertragen. Infolgedessen gilt  $q=p$ . Im zweiten Falle müssen wir folgenden Umstand beachten: Um dem allseitigen hydrostatischen Druck  $p$  das Gleichgewicht zu halten, muß auch an jeder Schnittfläche durch den Probekörper eine Normalspannung von der Größe  $p$  je Flächeneinheit herrschen. Da nun jede Schnittfläche durch den Beton porös ist (Flächenporosität  $n > 0$ ) und die von der Fläche durchsetzten Poren mit dem Druckwasser in freier Verbindung stehen, so wird der Bruchteil  $np$  dieser Normalspannung durch das Wasser aufgenommen (hydrostatischer Druck in den Porenschnitten mit dem Flächeninhalt  $n$  je Flächeneinheit). Infolgedessen verbleibt für die von der Festsubstanz je Flächeneinheit der Schnittfläche aufzunehmende Spannung nur mehr der Betrag  $p - np = p(1 - n)$ . Die Größe dieser in der Festsubstanz auftretenden Spannung kann je nach der Beschaffenheit eines quasi ebenen (rauhem) Schnittes zwischen den Grenzen  $p(1 - n_{\min})$  und  $p(1 - n_{\max})$  liegen. Der Bruch des Körpers wird jedoch lediglich durch eine Überschreitung der Festigkeit an jener Schnittfläche herbeigeführt, nach der der Bruch tatsächlich stattfindet (Bruchschnitt). Bezeichnen wir die Flächenporosität dieser Bruchfläche mit  $n_w$  („wirksame Flächenporosität“), so beträgt die Spannung in der

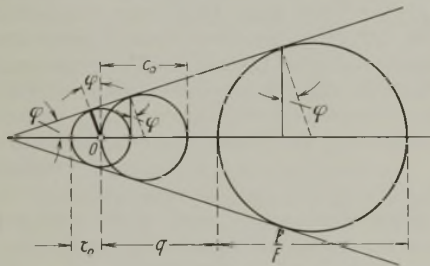


Abb. 1.

Festschubstanz  $p(1 - n_w)$  je Flächeneinheit dieser Fläche. Diese Spannung ist ebenso groß wie die Spannung, die in der gleichen Fläche durch einen allseitigen, lediglich auf die Festsubstanz des Körpers wirkenden Außendruck von der Größe  $q = p(1 - n_w)$  erzeugt wird. Führt man diesen Wert in Formel (1) ein, so erhält man für die Bruchlast den Wert

$$P = \frac{2F}{1 - \sin \varphi} [\tau_0 + p(1 - n_w) \sin \varphi] = \left[ c_0 + p(1 - n_w) \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right] F.$$

Hieraus

$$(3) \quad n_w = 1 - \left( \frac{P}{F} - c_0 \right) \frac{1 - \sin \varphi}{2 p \cdot \sin \varphi}.$$

Die Ableitung dieser Formel fußt auf den allgemein anerkannten Regeln der elementaren Festigkeitslehre. Die einzige Voraussetzung, die einer besonderen Rechtfertigung bedarf, besteht in der Annahme, daß der mittlere Winkel  $\varphi$  der inneren Reibung des Betons vom Spannungszustand der porenfüllenden Flüssigkeit unabhängig sei. Die Richtigkeit dieser Voraussetzung geht aus folgenden Tatsachen hervor: Die Druckfestigkeit eines mit Wasser gesättigten Betonkörpers ist beinahe ebenso groß wie die des gleichen Körpers in ausgetrocknetem Zustande, obwohl die letztere durch die Oberflächenspannung der unverdampfbaren Reste des Porenwassers erhöht wird. Nach Formel (2) beträgt die einfache Druckfestigkeit des Körpers

$$c_0 = \frac{2\tau_0}{1 - \sin \varphi}.$$

Da die Füllung der Poren mit Wasser unmöglich eine Vergrößerung des Kohäsionswertes  $\tau_0$  erzeugen kann, so ist nach obiger Formel die Gleichheit der Druckfestigkeit des trockenen und des nassen Körpers nur dann möglich, wenn die Füllung der Poren mit Wasser keine Verkleinerung des Reibungswinkels  $\varphi$  bewirkt. Um so weniger ist es denkbar, daß die bloße Steigerung des im Porenwasser herrschenden Druckes eine Herabminderung der inneren Reibung verursacht. Es wurde bisher weder an festen Körpern noch an Kolloiden eine Erscheinung beobachtet, die zu einer gegenteiligen Annahme berechtigen würde. Wohl aber kennen wir zahlreiche Tatsachen, aus denen die Unabhängigkeit der inneren Reibung vom Spannungszustand des Porenwassers hervorgeht. Als Beispiel diene der Ton, ein Material mit hohem Gehalt an reversiblen Kolloiden. Die Festigkeit des Tones ändert sich im Gegensatz zu jener des Betons mit dem Wassergehalt innerhalb weiter Grenzen. Trotzdem ist der Winkel zwischen den beim Druckversuch auftretenden Bruchflächen und mit ihm der Winkel der inneren Reibung vom Spannungszustand des Porenwassers erfahrungsgemäß unabhängig. Unter diesen Verhältnissen stellt die eingangs erwähnte Voraussetzung nicht etwa eine Arbeitshypothese, sondern ein Gesetz dar, von dem wir bisher noch keine Ausnahme kennen<sup>2)</sup>.

Um den Wert  $n_w$  der wirksamen Flächenporosität mit Hilfe der Formel (3) zu bestimmen, genügen folgende Versuche:

- Einfacher Bruchversuch (Druckfestigkeit  $c_0$ ),
- Bruchversuch mit ummantelten Körpern (Neigungswinkel der Mohrschen Tangente), und
- Bruchlast  $P$  für freie Körper bei gegebenem Werte  $p$  des im Porenwasser des Probekörpers herrschenden Überdruckes.

Bei den vom Verfasser ausgeführten Versuchen (Werte  $p$  bis zu 400 at) ergab sich auch bei zementreichen Probekörpern mit niedrigem Wasserzementfaktor ein sehr geringer Unterschied zwischen den Werten  $\frac{P}{F}$  und  $c_0$  in Formel (3). Infolgedessen muß der Wert  $n_w = 1$  auch für unsere besten Betonsorten als derzeit verlässlichster Näherungswert betrachtet werden (Fußnote 1). Auf diesem Werte fußen auch die nachfolgenden Untersuchungen. Infolge der großen praktischen Bedeutung dieses Wertes würde es sich jedoch empfehlen, ihn schärfer zu bestimmen, wobei man mit den hydrostatischen Drücken mindestens bis auf 1000 at gehen sollte.

In den bisherigen Abhandlungen über die Druckverhältnisse in betonierten Talsperren hat man in der Regel angenommen, daß der

<sup>2)</sup> Eine zwischen P. Fillunger und dem Verfasser über diesen Gegenstand geführte Aussprache findet sich in der Z. d. OeIAV 1934, Heft 5/6 u. 7/8.

<sup>1)</sup> Die allgemeine, graphische Behandlung des Gegenstandes dieses Abschnitts findet sich in Terzaghi, Die wirksame Flächenporosität des Betons. Z. d. OeIAV 1934, Heft 1/2. Auseinandersetzung mit Fillunger in Heft 5/6 und 7/8, 1934, der gleichen Zeitschrift. Die nachfolgenden Ausführungen enthalten eine analytische Darstellung des Sachverhaltes auf Grund der Vereinfachung, daß an Stelle des mit dem Druck veränderlichen Winkels der inneren Reibung des Betons ein Mittelwert  $\varphi$  eingeführt wird.

Wert  $n_w$  mit dem Porenvolumen  $\mu'$  des Bindemittels (Zementstein) identisch sei. Der Wert  $\mu'$  hängt in hohem Maße vom Wasserzementfaktor ab und nimmt nach den im Laboratorium des Verfassers durchgeführten Untersuchungen bei einer Zunahme des Wasserzementfaktors von 0,30 auf 0,60 von etwa 0,28 auf 0,45 zu. Da nun den Versuchsergebnissen zufolge der Wert  $n_w$  auch bei niedrigem Wasserzementfaktor nur um wenig kleiner ist als die Einheit, so erkennt man, daß man die Auftriebskräfte für poröse Körper auf Grund der älteren Annahme viel zu niedrig eingeschätzt hat.

Die Versuchsergebnisse führen auch zwangsläufig zu dem Schluß, daß die wahre Zugfestigkeit des Zementsteines, d. h. die Zugfestigkeit je Flächeneinheit, des wahren Bruchquerschnitts einige tausend kg/cm<sup>2</sup> beträgt. Diese Tatsache dürfte manchen Ingenieur überraschen. Da dieser Wert jedoch wesentlich kleiner ist als die für andere feste Substanzen, z. B. Glasfäden, im Versuchswege bestimmte „molekulare Zerreißfestigkeit“, ist er physikalisch möglich. Da ferner die Voraussetzungen, auf denen die Formel (3) fußt, unanfechtbar sind, muß auch die hohe wahre Zugfestigkeit des Zementsteines als empirische Tatsache betrachtet werden.

**Lage der Drucklinie im Mauerkörper.**

Abb. 2 zeigt einen Schnitt durch eine betonierte Staumauer, die aus gleichmäßig beschaffenem Beton besteht und auf einer vollkommen undurchlässigen Unterlage aufruhet. Wir wollen die Lage der Drucklinie für diese Mauer bei gefülltem Staubecken bestimmen. Das Porenvolumen des Betons sei  $\mu$  (Quotient aus dem Rauminhalt der Poren und dem gesamten Rauminhalt des Betons), das Einheitsgewicht des Wassers  $\gamma$ , das des Betons in trockenem Zustande  $\gamma_1$  und in vollkommen wassergesättigtem Zustande  $\gamma_2$ . Zwischen  $\mu$ ,  $\gamma$ ,  $\gamma_1$  und  $\gamma_2$  besteht die bekannte Beziehung  $\gamma_2 = \gamma_1 + \mu \gamma$ . Der Einfachheit halber nehmen wir an, daß die Poren des Betons auch oberhalb der Sättigungslinie mit Wasser gefüllt seien, vernachlässigen jedoch zunächst den im Bereich der kapillaren Sättigung herrschenden negativen hydrostatischen Druck.

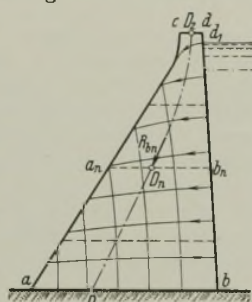


Abb. 2.

Die Untersuchung beginnt mit der Einzeichnung des Strömungsbildes (Potentialnetzes) in den Querschnitt (Abb. 2), das folgenden Randbedingungen gehorcht: Die Grundlinie  $ab$  stellt eine Stromlinie, die Wasserseite  $b_1 d_1$  eine Äquipotentiallinie (Linie gleicher Standrohrspiegel) und die Luftseite  $ac$  einen Ort unbehinderten Wasseraustrittes dar. Die Gesichtspunkte für die Wahl der Randbedingungen für andere Fälle der Praxis werden in einem nachfolgenden Aufsätze behandelt, und die Beschreibung eines graphischen Verfahrens für die Einzeichnung des Netzes findet sich in Paul Neményi, Wasserbauliche Strömungslehre, Leipzig 1933. Durch das in Abb. 2 eingezeichnete Netz ist für jede Stelle des Mauerquerschnitts der im Porenwasser dieser Stelle herrschende hydrostatische Überdruck eindeutig festgelegt.

Dann unterteilen wir den Mauerkörper (Abb. 2) durch waagerechte Schnitte  $a_n b_n$  in mehrere Teile und bestimmen für jeden dieser Schnitte den Angriffspunkt  $D_n$  der Resultierenden  $R_{bn}$  aller Spannungen, die in diesem Schnitt in der Festsubstanz der Mauer herrschen. Der geometrische Ort  $D_1 D_2$  aller Punkte  $D_n$  stellt die gesuchte Drucklinie dar.

Abb. 3a ist die vergrößerte Darstellung eines Abschnitts der Mauer Abb. 2, der nach unten hin durch einen waagerechten Schnitt  $a_n b_n$  begrenzt ist. Dieser Abschnitt (Flächeninhalt  $F_n$ ) besteht zum Teil aus der Festsubstanz des Betons und zum Teil aus Sickerwasser im Zustande stationärer Strömung. Auf den Abschnitt wirken sowohl Massenkräfte als auch Oberflächenkräfte. Die Massenkräfte sind das Eigengewicht  $F_n \gamma_1$  der Trockensubstanz des Betons und das Eigengewicht  $\mu F_n \gamma$  des Porenwassers. Beide greifen im Schwerpunkte der Fläche  $a_n b_n c d a_n$ , und ihre Summe ist wegen  $\gamma_1 + \mu \gamma = \gamma_2$  gleich dem Gewichte  $F_n \gamma_2$  des gesättigten Betonkörpers.

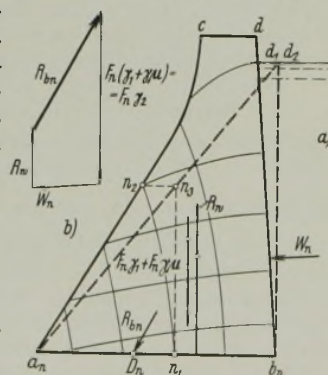


Abb. 3.

Die Oberflächenkräfte bestehen aus dem auf die Wasserseite  $b_n d_1$  des Mauerabschnitts wirkenden Wasserdruck  $W_n$  (Abb. 3a), dem hydrostatischen Druck, der in den Poren der Schnittfläche  $a_n b_n$  vorhanden ist, und den Spannungen, die im gleichen Schnitt in der Festsubstanz auftreten. Die Resultierenden der letztgenannten Spannungen seien mit  $R_w$  bzw.  $R_{bn}$  bezeichnet.

Da die im durchströmten Mauerabschnitt wirksamen Auftrieb- und Reibungskräfte innere Kräfte eines im Gleichgewicht befindlichen Systems

darstellen, haben sie weder auf die Größe noch auf die Lage der oben aufgezählten Kräfte einen Einfluß.

Der hydrostatische Druck, der in den Poren der Schnittfläche  $a_n b_n$  (Abb. 3), wirkt, ist durch das Potentialnetz und durch die wirksame Flächenporosität der Schnittfläche  $a_n b_n$  eindeutig festgelegt. Um die Größe und die Verteilung der hydrostatischen Drücke für die Schnittfläche  $a_n b_n$  aus dem Potentialnetz abzuleiten, verfahren wir wie folgt: Bezeichnet  $n_1 n_2$  (Abb. 3 a), eine Äquipotentiallinie, die die Luftseite der Mauer im Punkte  $n_2$  schneidet, so ist die piezometrische Druckhöhe  $n_1 n_3$  für den Punkt  $n_1$  durch den lotrechten Abstand zwischen  $n_2$  und der Schnittfläche  $a_n b_n$  gegeben. Der geometrische Ort aller Punkte  $n_3$  stellt die gesuchte piezometrische Drucklinie  $a_n d_2$  für die Schnittfläche  $a_n b_n$  dar. Die Größe der Resultierenden  $R_w$  der Wasserdrücke ist durch das Produkt aus dem Flächeninhalt  $F_{na}$  der Druckfigur  $a_n b_n d_2$  (Abb. 3 a), dem spezifischen Gewicht  $\gamma$  des Wassers und der wirksamen Flächenporosität  $n_w$  der Schnittfläche  $a_n b_n$  gegeben. Die Kraft  $R_w$  wirkt normal zur Schnittfläche  $a_n b_n$ , also lotrecht nach aufwärts und geht durch den Schwerpunkt der Druckfigur  $a_n b_n d_2$ . Der Wert  $n_w$ , d. h. die Porosität des waagerechten, nach  $a_n b_n$  (Abb. 3 a), verlaufenden Bruchschnitts ist, wie bereits bewiesen, beinahe = 1. Infolgedessen gilt:

$$(4) \quad R_w = n_w F_{na} \gamma \approx F_{na} \gamma.$$

Da wir nun sämtliche auf den Mauerabschnitt (Abb. 3 a) wirkenden Massen- und Oberflächenkräfte kennen, bis auf die Resultierende  $R_{bn}$  der Spannungen in der Festsubstanz im Schnitt  $a_n b_n$ , so können wir die Größe und die Richtung der letzteren mit Hilfe des Kräftepolygons (Abb. 3 b) bestimmen, ohne genötigt zu sein, die im Innern des Mauerabschnitts wirkenden Auftriebs- und Reibungskräfte zu berücksichtigen.

Die Lage des Angriffspunktes  $D_n$  ergibt sich aus der Bedingung, daß die Summe der Drehmomente aller an dem Mauerabschnitt angreifenden Kräfte mit bezug auf einen beliebig gewählten Pol = 0 sein muß.

**Der Kapillardruck.**

Die Berechnung der Wassermenge, die durch eine sachgemäß hergestellte Betonstaumauer nach der Luftseite entweicht, führt infolge der niedrigen Durchlässigkeitsziffer des Betons wohl ausnahmslos zu dem Ergebnis, daß diese Wassermenge wesentlich kleiner ist als jene, die an der Luftseite der Mauer bei deren vollständiger Durchfeuchtung verdunsten würde. Da nun die Verdunstungsgeschwindigkeit bei stationärem Zustande die Sickergeschwindigkeit unmöglich übertreffen kann, zieht sich die Verdunstungsoberfläche von der Luftseite nach dem Innern der Mauer zurück, bis die beiden Geschwindigkeiten einander gleich werden.

Erfahrungsgemäß beträgt die Verdunstungsgeschwindigkeit in einer Entfernung von wenigen Millimetern von der freien Oberfläche eines feinporigen Körpers nur mehr einen kleinen Bruchteil der Geschwindigkeit, mit der das Wasser an der freien Oberfläche verdampft. Andererseits erzeugt die kapillare Saugwirkung (Aufreten einer Zugspannung im Wasser) eine Zunahme der Sickerung durch die Talsperre. Bezeichnen  $H_1$  die kapillare Steighöhe des Wassers im Beton und  $\gamma$  das spezifische Gewicht des Wassers, so ist der Höchstwert dieser Zugspannung durch das Produkt  $H_1 \gamma$  gegeben. Bei einer aus gutem Beton hergestellten Mauer reicht auch die Erhöhung des Druckgefälles um den GrößtWert  $H_1 \gamma$  der kapillaren Saugwirkung nicht aus, um die an warmen Tagen der freien Oberfläche entsprechenden Verdunstungsverluste durch Zuströmung zu decken. Infolgedessen erscheint die Luftseite der Mauer vollkommen trocken, obgleich die Sickerung ihren Fortgang nimmt, und die Oberflächenspannung des Wassers erzeugt in der Nachbarschaft der Verdunstungsfläche im Wasserinhalt der Betonporen einen negativen hydrostatischen Druck, dessen Größe durch das Produkt  $H_1 \gamma$  aus der kapillaren Steighöhe  $H_1$  und dem spezifischen Gewicht  $\gamma$  des Wassers bestimmt ist. Die Einzelheiten dieses Vorganges hat der Verfasser bereits beschrieben<sup>3)</sup>. Eine Abweichung von diesem Zustande ergibt sich nur in der Nachbarschaft jener Stellen, an denen die freie Oberfläche der Mauer an eine benetzte grenzt. Abb. 4 ist eine vergrößerte Darstellung des Grenzgebietes zwischen dem benetzten und unbenetzten Teile der Wasserseite der Mauer und des zugehörigen Strömungsbildes. In diesem Bereich gehen die Stromlinien vom benetzten Teile der Maueroberfläche aus und ziehen in einem Bogen nach dem unbenetzten Teile der letzteren (Verdunstungsfläche  $d_1 d$ , Abb. 4). Da die Länge der Stromlinien mit der Annäherung an den Punkt  $d_1$  immer kleiner

wird, würde im Bereich  $d_1 d_1'$  unter dem Einfluß des Druckunterschiedes  $H_1 \gamma$  mehr Wasser nach der unbenetzten Oberfläche fließen, als dort verdunsten

<sup>3)</sup> Terzaghi, Auftrieb und Kapillardruck in betonierte Talsperren. Ww. 1933, Heft 31.

kann. Da nun der negative hydrostatische Druck an jeder Stelle jenen Wert annimmt, der eben ausreicht, um die Verdunstungsverluste durch Saugwirkung zu decken, nimmt sein Wert von Null bei  $d_1$  bis zum Größtwerte  $H_1 \gamma$  beim Punkte  $d_1'$  zu. Der Mauerstreifen  $d_1 d_1'$  bleibt dauernd feucht, und seine Breite ändert sich mit der jeweiligen Temperatur und relativen Luftfeuchtigkeit.

Aus der Theorie des kapillaren Wasseraufstieges ist bekannt, daß zwischen der Durchlässigkeitsziffer  $k$  eines porösen Körpers und der zugehörigen kapillaren Steighöhe  $H_1$  die angenäherte Beziehung

$$H_1 = \frac{C}{\sqrt{k}}$$

besteht, worin  $C$  eine Konstante bedeutet. Da nun der  $k$ -Wert des Betons je nach der Materialbeschaffenheit innerhalb sehr weiter Grenzen schwankt, muß man nach obiger Formel auch eine starke Veränderlichkeit des Wertes  $H_1$  erwarten. Die Verfahren, die für die Bestimmung dieses Wertes in Betracht kommen, sollen demnächst in einem besonderen Aufsatz<sup>4)</sup> behandelt werden. Dort soll auch der den meisten Ingenieuren nicht ganz geläufige Grund erörtert werden, warum der negative hydrostatische Druck im Wasserinhalt kleinporiger Körper einen Wert von vielen Atmosphären annehmen kann. Bisher bestimmten wir den Wert von  $H$  bloß für einen einzigen Probekörper (zehn Jahre alt, mit einem Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup>). Da wir für diesen Körper durch zwei unabhängige Versuchsreihen einen Wert von  $H_1 \gamma = 1,5 \text{ kg/cm}^2$  bekamen, so hatten wir wenigstens einen Anhaltspunkt, um bei der folgenden Erörterung der Wirkung des Kapillardruckes auf die Spannungsverteilung für  $H_1$  einen physikalisch möglichen Ziffernwert zu wählen.

#### Druckverhältnisse an der Bauwerksohle.

Um den Einfluß der Durchlässigkeit des Untergrundes, der Verdunstung an der Luftseite und des Auftretens von Rissen im Mauerwerk auf die Spannungsverhältnisse an der Bauwerksohle kennen zu lernen, untersuchen wir eine betonierte Talsperre mit einer Nutzhöhe von 25 m und einer Grundflächenbreite von 19 m, die auf die waagrecht gedachte, ebene Oberfläche des Untergrundes aufbetoniert wurde. Das Einheitsgewicht des trockenen Betons sei 2400 kg/m<sup>3</sup>, das Porenvolumen  $\mu = 0,15$ , die wirksame Flächenporosität  $n_w = 1$  und die kapillare Steighöhe  $H_1 = 8,34 \text{ m}$ . Auf Grund dieser Annahmen bestimmten wir die Größe und die Lage der Resultierenden der von der Festsubstanz des Betons unmittelbar oberhalb der Bauwerksohle aufzunehmenden Spannungen für folgende Fälle:

- I. Mauer mit wasserseitiger Dichtungshaut, Untergrund vollkommen undurchlässig (Durchlässigkeitsziffer  $k = 0$ ).
- II. Mauer und Untergrund von gleicher Durchlässigkeit (Abb. 5a).
- III. Mauer durchlässig,  $k$ -Wert des Untergrundes nimmt vom wasserseitigen Mauerfuß gegen den talseitigen ab (Abb. 5b).
- IV. Mauer durchlässig,  $k$ -Wert des Untergrundes nimmt vom wasserseitigen Mauerfuß gegen den talseitigen zu (Abb. 5c).
- V. Mauer durchlässig, Untergrund vollkommen undurchlässig (Abb. 5d).
- VI. Wie V, jedoch die Luftseite durch Frieren des Sickerwassers vollkommen abgedichtet.
- VII. Wie V, jedoch die Luftseite der Mauer als Sitz ausgiebiger Verdunstung gedacht (Abb. 5e).
- VIII. Wie V, jedoch ein klaffender Zugriß an der Wasserseite der Mauer (Abb. 5f).

Die Untersuchung wurde auch hier mit der Einzeichnung des Strömungsbildes und der gestrichelt angedeuteten piezometrischen Drucklinie für den waagerechten Basisschnitt eingeleitet. Die piezometrische Druckhöhe ist für jeden Punkt des Basisschnittes durch die Höhenlage des Punktes gegeben, an dem die durch den Punkt der Bauwerksohle hindurchgehende Äquipotentiallinie die Luftseite der Mauer schneidet. Nur im Falle VII muß von dieser Höhe die volle kapillare Steighöhe  $H_1 = 8,34 \text{ m}$  in Abzug gebracht werden, weil den vorangegangenen Erörterungen zufolge in der Nachbarschaft der Luftseite der Mauer im Porenwasser des Betons ein negativer hydrostatischer Druck von der Größe  $H_1 \gamma = 0,834 \text{ kg/cm}^2$  herrscht.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind für die Fälle II bis V und VII u. VIII in Abb. 5a bis f graphisch dargestellt. Unterhalb Abb. 5b u. c sind die Annahmen graphisch dargestellt, die bezüglich der Durchlässigkeit des Untergrundes getroffen wurden. Da in diesen Fällen die unter- bzw. oberhalb der Gründungsohle befindlichen Materialien verschiedene Durchlässigkeiten aufweisen, erfahren die Stromlinien beim Durchtritt

durch die Sohle eine Brechung. Bezeichnen  $k_b$  bzw.  $k_u$  die Durchlässigkeitsziffer des Betons bzw. des Untergrundes und  $\alpha_1$  bzw.  $\alpha_2$  den Winkel, den eine Stromlinie an der Durchtrittsstelle mit der Flächennormalen bildet, so gilt  $k_b : k_u = \text{tg } \alpha_1 : \text{tg } \alpha_2$ .

Aus diesem Brechungsgesetz<sup>4)</sup> läßt sich betreffend den Entwurf des Potentialnetzes folgende Regel ableiten: Zeichnet man das Netz für das Gebiet mit der konstanten Durchlässigkeitsziffer  $k_b$  (Mauer) mit quadratischen Feldern und behält die Zahl der Strom- und Potentiallinien auch für das Nachbargebiet (Untergrund, veränderliche Durchlässigkeitsziffer  $k_u$ ) bei, so weist das Netz in letzterem rechteckige Felder mit veränderlichem Verhältnis der Seitenlängen auf.

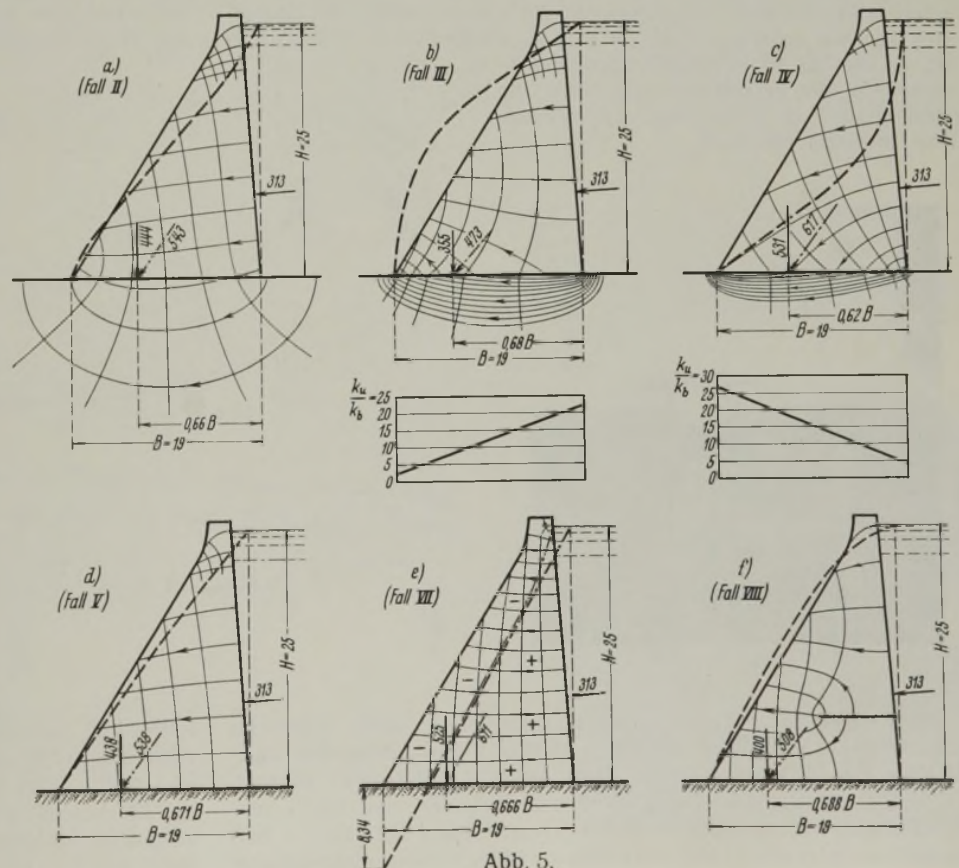
Tabelle 1 enthält außer den Daten betreffend Größe und Lage der lotrechten Komponente  $V$  der Resultierenden der Materialspannungen auch den Winkel  $\delta$ , den diese Resultierende mit der Lotrechten bildet, und die Größe der Randspannungen  $\sigma_l$  (Talseite) bzw.  $\sigma_w$  (Wasserseite). Das negative Vorzeichen bedeutet Zugspannung.

Tabelle 1.

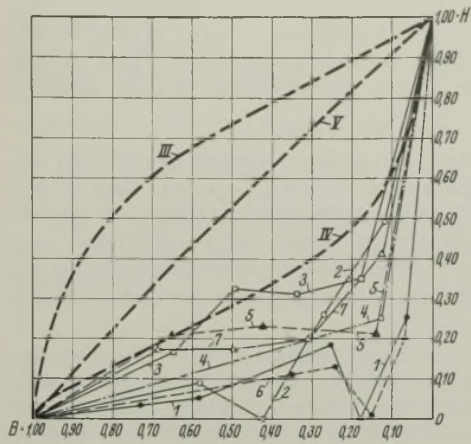
Fall	$\frac{b}{B}$	$V$ t	$\delta$	$\sigma_l$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_w$ t/m <sup>2</sup>
I	0,568	621	26° 40'	46,0	19,40
II	0,658	444	35° 0'	45,5	1,22
III	0,682	355	41° 20'	39,1	— 1,72
IV	0,620	531	30° 30'	48,0	8,00
V	0,671	438	35° 30'	46,7	— 0,60
VI	0,695	210	56° 10'	24,0	— 1,80
VII	0,666	525	30° 50'	55,1	0,12
VIII	0,688	400	38° 0'	44,8	— 2,70

Die beim Falle IV vorausgesetzte Zunahme der Durchlässigkeit des Untergrundes von der Wasserseite nach der Landseite kommt in der Praxis auf verschiedene Weise zustande: Durch zahnartige Einbindung des wasserseitigen Abschnitts der Mauer in den Untergrund, durch Zementinspritzungen im Bereich des wasserseitigen Mauerfußes sowie durch Verschlämzung der Staubeckensohle durch Sinkstoffe. Andererseits liegt in der Praxis die Möglichkeit vor, daß die gegen den talseitigen Mauerfuß zunehmende Druckbeanspruchung des Untergrundes eine Verengung

<sup>4)</sup> Dieses Gesetz wurde dem Verfasser im Jahre 1917 durch Professor Dr. Ph. Forchheimer mündlich mitgeteilt. Forchheimer hat es niemals veröffentlicht, weil er es augenscheinlich für selbstverständlich hielt. Ein strenger Beweis des Gesetzes findet sich in R. Dachler, Über Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material. Ww. 1933.

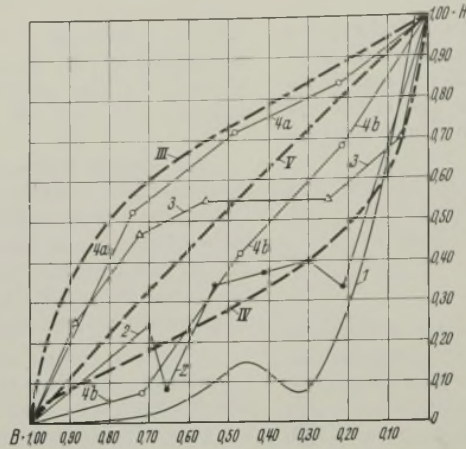


<sup>4)</sup> Soll in Bauing. erscheinen.



1 Bull Run, dichte Basaltlava. 2 American Falls, Säulenbasalt. 3 Medina, waagrecht geschichteter Kalkstein. 4 Pit River, Lava und Tuff. 5 Gibson, kristalliner Kalk. 6 Ariel, Andesit-Konglomerat. 7 Willwood, Sandstein und Grauwacke. Sämtliche Sperren mit Zementeinspritzung unter dem wasserseitigen Mauerfuß und 1 bis 6 mit Sohlenentwässerung\*.)  
\*) Nach Ivan E. Hook, Civil Engineering 1933, Sept.

Abb. 6.



1 Schwarzenbachsperre, Granit. 2 Neye-Sperre, dickbankige Grauwacken- und Tonschiefer. 3 Lister-Sperre, klüftiger Tonschiefer. 4 Östersperre, Grauwacken- und Tonschiefer. 1 mit Einspritzung unter dem wasserseitigen Mauerfuß, 1 bis 3 mit Sohlenentwässerung.

Abb. 7.

ausgiebig einzuspritzen. Damit verwirklicht man den Fall IV. Abb. 7 ist ein Schaubild ähnlicher Art für einige deutsche Talsperren. Die höchstliegende Kurve entspricht einem Abschnitt der Ostertalsperre. Da man den zum Teil aus zerütteten Schiefergesteinen bestehenden Untergrund dieser Sperre nicht durch Einspritzungen behandelte, lag hier die Annäherung an den Fall III im Bereich der Möglichkeit.

Besonders lehrreich sind die Fälle V bis VIII. Vergleicht man Fall V mit II, so ersieht man aus den Ziffernwerten in der Tabelle, daß im Falle V (vollkommen undurchlässiger Untergrund) an der Bauwerksohle wesentlich ungünstigere Druckverhältnisse herrschen als im Fall II (gleichmäßig durchlässiger Untergrund), wogegen der letztere wieder viel ungünstiger ist als Fall IV (durchlässiger Untergrund und Zementeinspritzungen unter dem wasserseitigen Mauerfuß). Ein Vergleich der Fälle V bis VIII miteinander zeigt, daß die Beanspruchung der Bauwerksohle auch bei gleicher Beschaffenheit des Untergrundes und des Mauerkörpers innerhalb weiter Grenzen veränderlich ist. Am ungünstigsten wirkt, wie zu erwarten,

der Gesteinspalten unter diesem Fuß und mit ihr eine Abnahme der Durchlässigkeit des Untergrundes in der Strömungsrichtung bewirkt, wie dies beim Fall III vorausgesetzt wurde. Der wahre Verlauf der Drucklinien hängt demnach davon ab, der von den aufgezählten Faktoren für die Durchlässigkeitsverhältnisse maßgebend ist.

In Abb. 6 zeigen die gestrichelten Kurven die theoretische piezometrische Drucklinie für die Fälle III, IV und V (Abb. 5b, c u. d.), während die voll ausgezogenen Linien die gemessenen Druckhöhen für mehrere amerikanische Talsperren angeben. In den Vereinigten Staaten ist es schon seit langem Gepflogenheit, unterhalb des wasserseitigen Mauerfußes

die Abdichtung der Luftseite der Mauer durch Frostwirkung. Das Eintreten des diesem Falle entsprechenden Druckzustandes muß unter allen Umständen durch konstruktive Maßnahmen verhindert werden. Der Kapillardruck (Fall VII) hat hingegen eine günstige Wirkung auf die Standfestigkeitsverhältnisse.

Da die Untersuchung in gleicher Weise für jeden Schnitt durch den Mauerkörper durchgeführt werden kann, versetzt uns das angegebene Verfahren in die Lage, mit geringem Zeitaufwand die Grenzen kennen zu lernen, zwischen denen die Lage der Drucklinie bei gegebener geologischer Baugrundbeschaffenheit schwanken kann.

Alle Rechte vorbehalten.

## Neubau der Oderbrücke in Neusalz.

### I. Die Eisenbeton-Flutbrücke.

Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau.

Zu den vielen Bemühungen des Reiches, dem deutschen Osten zu helfen und zu erschließen, gehört auch der Ausbau des Oderstromes und seiner Nebenflüsse. Zur Verbesserung der Verbindungswege der West-Ost-Richtung wurden seit 1880 65 Straßen- und Eisenbahnbrücken erbaut. Trotzdem blieben noch die Kreise Freystadt und Grünberg so gut wie unberücksichtigt. Die bestehende Holzbrücke über die Oder bei Neusalz aus dem Jahre 1870 (Abb. 1) erforderte jährlich etwa 8000 RM Unterhaltungskosten und war außerdem noch ein gefährliches Hemmnis für die Schifffahrt, da die nur 10 m breite Klappbrücke so manches Unglück heraufbeschworen hatte. So versanken 1932 an einem Tage drei beladene Kähne an einem Mitteljoch.



Abb. 1.

eine unverhältnismäßig lange Brücke erfordert hätte. Trasse 2 wurde von der Oderstrombauverwaltung wegen der besten Abflußverhältnisse verlangt; da aber hier eine schiefe Brücke nicht zu vermeiden war, einigte man sich auf Trasse 3 mit einer Gesamtlänge von 306 m.

Bei der beschränkten Ausschreibung auf breitester Grundlage wurden folgende Unterlagen ausgegeben (Abb. 3): für die Schifffahrtöffnung 88 m Stützweite, eine linke Flutbrücke mit 142 m und eine rechte Flutbrücke mit 70 m Gesamtlänge. Die Konstruktionsunterkante der Stromöffnung

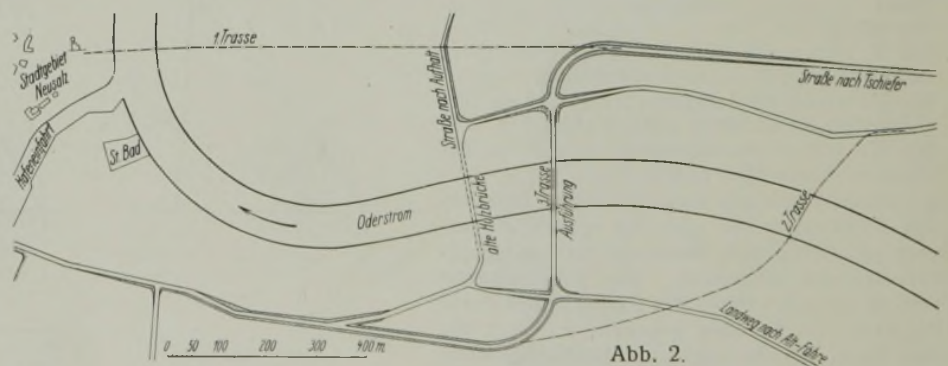


Abb. 2.

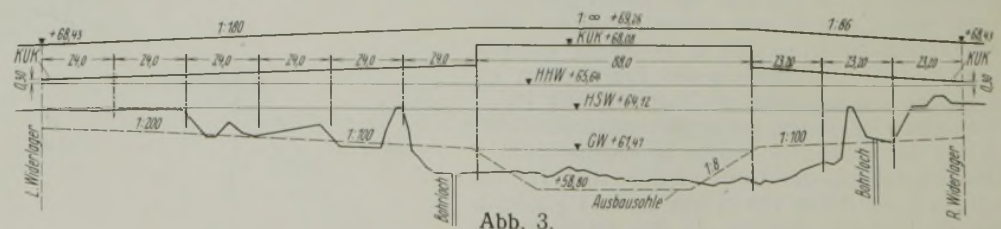


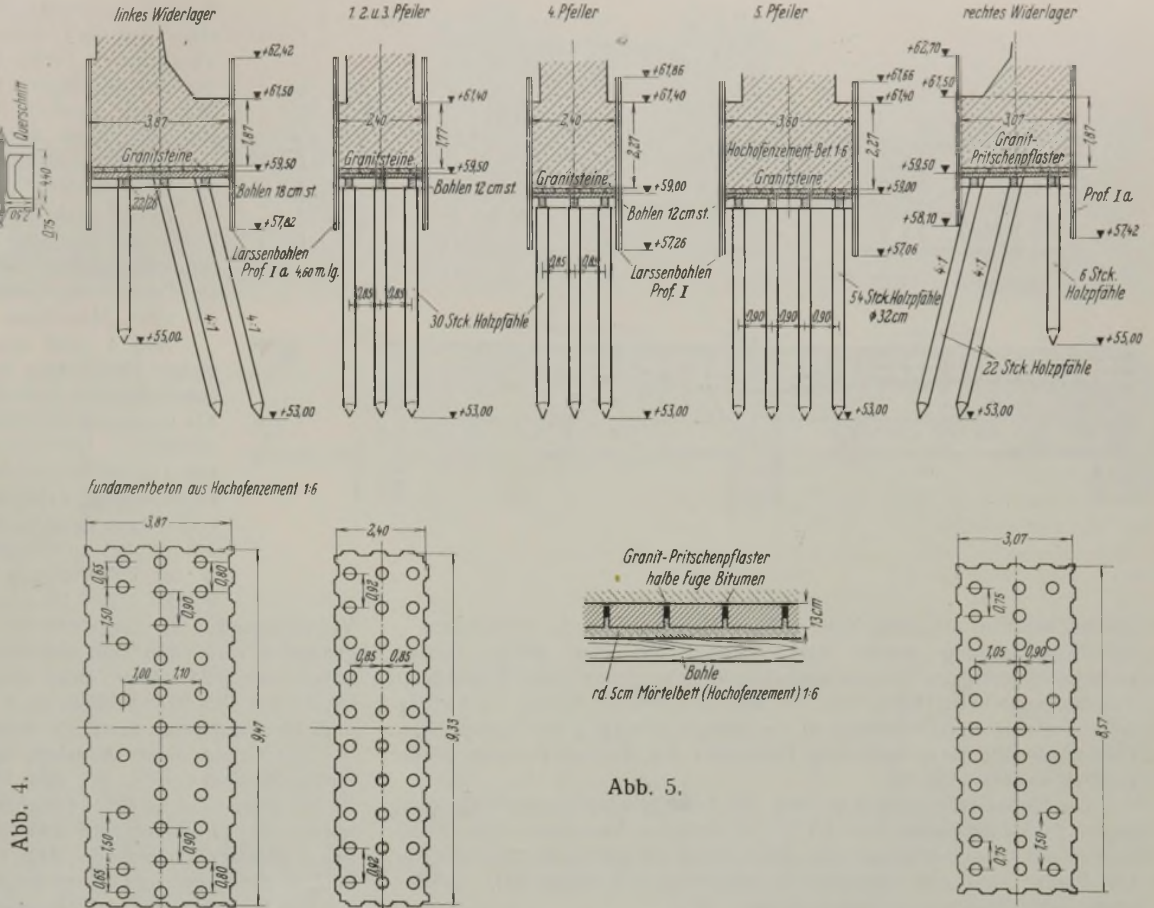
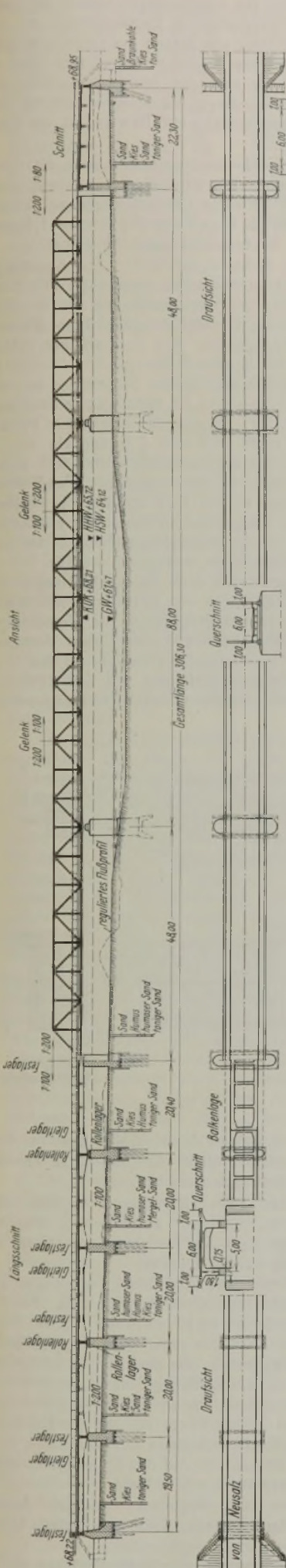
Abb. 3.

Nach vierjährigem Ringen um die Finanzierung des Baues konnte im Dezember 1930 an die Ausschreibung geschritten werden. Nach dem Lageplan Abb. 2 wurden drei Vorschläge für die neue Brückenlage genannt.

Die Trasse 1 wurde vom Magistrat Neusalz gefordert, um den Verkehr möglichst nach der Stadtmitte zu ziehen. Gegen diese Lage hatte die Aufsichtsbehörde Bedenken, da die Hochwasserbewegung in dieser scharfen Kurve

sollte 4 m über höchstem schiffbaren Wasserstand auf 68,12 liegen mit einer Linksrampe von 1:180 und einer Rechtsrampe von 1:86 Steigung. 14 Gesellschaften waren dazu aufgefordert.

Ein besonderes Gewicht wurde auf die Gründungsart der Flutpfeiler gelegt, da das Grundwasser freie Kohlensäure bis 224 mg/l und Schwefelsäure bis 242,77 mg/l enthielt. Das chemische Gutachten besagte: Das



Wasser ist wegen seines hohen Säuregehaltes, der zum Teil auf freie Kohlensäure, zum Teil auf Huminsäure zurückzuführen ist, und wegen eines sehr beachtlichen Gehaltes an labil gebundenem Schwefelwasserstoff in hohem Grade geeignet, Zement und Beton mit der Zeit anzugreifen und zu zerfressen.

Nach Durchprüfung der eingegangenen Unterlagen, die zum Teil soviel Verschiedenheiten aufwiesen, daß eine einheitliche Beurteilung unmöglich war, kam der Zweckverband Oderbrücke als Bauherrin dazu, eine nochmalige beschränkte Ausschreibung unter Zugrundelegung eines Leistungsverzeichnisses vorzunehmen.

Das Endergebnis war, daß mit der Ausführung betraut wurden: die Brückenbaufirma Beuchelt & Co., Grünberg, für die Eisenkonstruktion von drei Stromöffnungen von 88 m und  $2 \times 48$  m, sowie für die Druckluftgründung der beiden Strompfeiler, die Eisenbetonbaugesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co., Breslau, für die Flutbrücken auf Grund ihres Sonderangebotes von fünf Öffnungen je 20 m Stützweite für die linke und eine Stützweite von 22,5 m für die rechte Flutbrücke.

Das gesamte Brückenbauwerk stellt Abb. 4 dar. Bei dem vorhandenen Sand bis Lehmboden und dem stark säurehaltigen Grundwasser hatte die Eisenbetonbaugesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co. eine Holzpfahlgründung mit Bohlenabdeckung vorgeschlagen. Zur

Abdichtung der Fundamentsohle und Wände sollte der aus der Bohlenlage und hölzernen Spundwänden gebildete Trog mit zwei Lagen Isolierpappe ausgeklebt und eine Ziegelflachschiicht unter der Sohle angeordnet werden.

Da beim Rammen der hölzernen Spundwände am linken Widerlager sich große Hindernisse wie Steine und vor allem alte Eichen fanden, so mußte zu eisernen Larssenwänden gegriffen werden, die wieder ein Auskleben mit Pappe unmöglich machten. Abb. 5 zeigt die endgültige Ausführung, bestehend aus einem Pritschenpflaster aus 15 cm dicken, plattenförmigen Granitsteinen mit einem Fugenvergüß im unteren Teil aus Hochofenzement, im oberen Teil aus Naturbitumen.

Nach den in Abb. 4 eingetragenen Bodenschichten wurde die Pfahlspitze bis Tiefe 53 in den Bereich der Ton- und Mergelsande abgerammt. Die errechnete Tragfähigkeit eines Pfahles von rd. 9 m unter Fundamentsohle und 38 cm Durchm. betrug 22 t und wurde beim Rammen durch die Brixsche Formel mit dreifacher Sicherheit ständig kontrolliert. Um eine größte Bodenverdichtung zu erzielen, wurde zuerst die eiserne Spundwandumschließung eingebracht, dann wurden die Pfähle gerammt. Beim Mittelpfeiler 5 (an der linken Stromöffnung von  $L = 48$  m) war die Bodenverdichtung jedoch so groß geworden, daß beim Rammen der letzten Pfähle die Spundwand aus dem Schloß sprang und mit großer Mühe wieder gedichtet werden konnte. Die Pfahlfläche beträgt bei diesem Pfeiler 11,7% der Fundamentfläche.

Der Bohlenrost mußte zum Schutze gegen Fäulnis auf der niedrigsten Grundwasserhöhe — 59,00 angeordnet werden. Die Einzelheiten der Verbindung zwischen Pfahlrost und Bohlenabdeckung zeigt Abb. 5. Die gespundeten Bohlen übertragen die Lasten auf die Pfahlschwellen und wurden wegen der zu erwartenden Wassersättigung mit  $75 \text{ kg/cm}^2$  Zug- bzw. Druckspannung bemessen. Die Kappschwellen sind mit den Pfählen verzapft und mit Holznägeln befestigt. Das Dichten der Bohlenlage an den Wellen der Larssenwand geschah



Abb. 6.

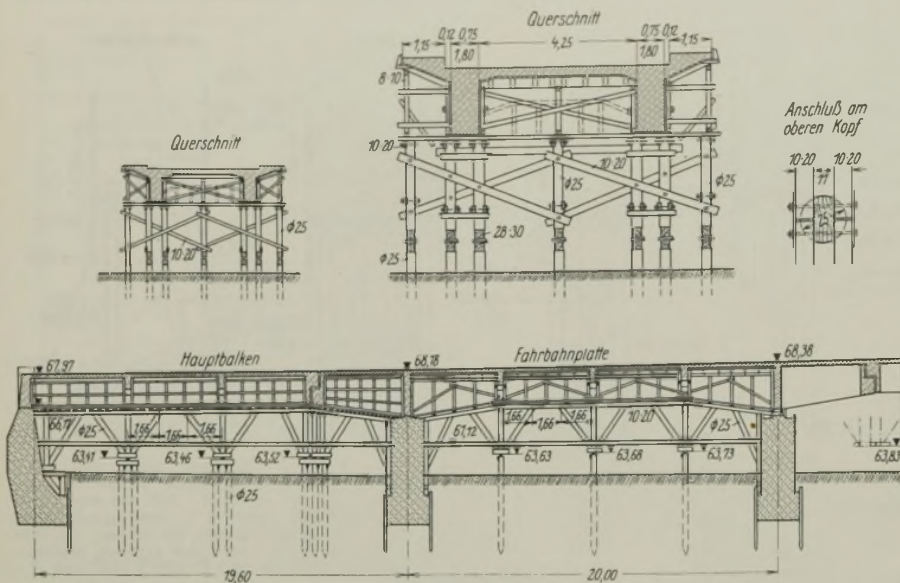


Abb. 7.

durch Zwischenstück und Keile. Eine Nagelung wurde vermieden. — Die Wasserhaltung wurde mit Rücksicht auf eine dichte Bohlenabdeckung durch eine Grundwasserabsenkung vorgenommen. Es genügten vier bis sechs Filterrohre von 100 mm Durchm. je Pfeiler. Schwierigkeiten machte der Erdaushub in der Baugrube wegen der freistehenden Pfähle, obwohl diese nach dem Fortschritt des Aushubes immer wieder gekürzt wurden (Abb. 6).

Die Pfeiler erhielten auf Wunsch der Aufsichtsbehörde eine Verjüngung gegen das Unterwasser von 1,5% zur besseren Eisabfuhr, einen Rundkopf gegen das Oberwasser und einen Spitzkopf gegen das Unterwasser. Die Pfeiler sind aus Kiesbeton in Mischung 1:8 ausgeführt, die Vorköpfe unter Zusatz von Granitschotter i. M. 1:6.

Stempel unterstützt, um ein unabhängiges Setzen der Kragarme bei noch nicht hergestelltem Einhängeträger zu gewährleisten. Ferner konnte ein Setzen des Gelenkaufagers des Einhängeträgers, das zum Schluß betoniert wird, Risse in dem noch weichen Beton erzeugen und das Bauwerk gefährden. Nach dem Betonieren wurde eine Senkung der Gelenkstellen nicht beobachtet, ein Beweis für die Güte des Lehrgerüsts.

Auf Wunsch der Provinzialverwaltung wurde die Fahrbahnbreite von 5,20 auf 6,0 m vergrößert, um einen zweisepurigen Verkehr der breitesten Lastkraftwagen zu sichern. Der Berechnung wurden die Regellasten für Brücken I. Klasse mit einer 24tönigen Straßenwalze zugrunde gelegt.

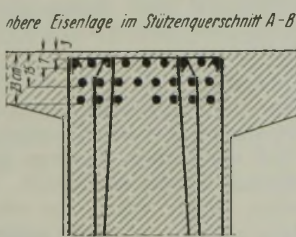
Abb. 4 zeigt den Brückenquerschnitt. Die Anordnung zweier Hauptträger mit quadratischer, kreuzweise bewehrter Fahrbahnplatte hat sich bei der Ausführung gut bewährt. Als ungünstigste Belastung der Platte ergab sich das Walzenvorderrad. Die Verteilungsbreite des quadratischen Feldes von 5 m Stützweite wurde in jeder Richtung mit  $\frac{2}{3}L = 3,33$  m angenommen, dafür wurde nach beiden Stützweiten mit der vollen Last gerechnet. Denn es ist nicht recht einzusehen, warum bei quadratischen, kreuzweise bewehrten Platten in der Fahrtrichtung nach DIN 1075 § 6 nur ein  $t + 2s = 0,10 + 2 \cdot 0,17 = 0,44$  m angenommen werden soll, wobei

Verteilungseisen als Trageisen der anderen Richtungen oben und unten genügend vorhanden sind und bereits in den EBV von 1932 bei Einzelasten nach § 23 letzter Absatz eine weitgehendere Verteilung erlaubt ist. Dieser § 6 DIN 1075 schließt m. E. solche Fahrbahnplatten nicht ein und muß für kreuzweise bewehrte Brückenplatten neu gefaßt werden.

Auf Grund dieser Annahme ergab sich nach beiden Richtungen bei einem Moment von  $\frac{1}{12}pL^2$ , eine Plattendicke von 25 cm mit 9 RE. 14 mm in der Quer- und 10 RE. 14 mm in der Längsrichtung. Die Umhüllungskurven der Größtmomente und Querkräfte wurden nach dem Verfahren des Verfassers<sup>1)</sup> berechnet. Abb. 8 u. 9 zeigen die Bewehrung des 15 m langen Einhänge- und 20 m langen Auslegerträgers mit den Konsolen. An den Gelenkstellen ist ein durchlaufender Gelenkbalken angeordnet.



Abb. 8.



Zu Abb. 8.

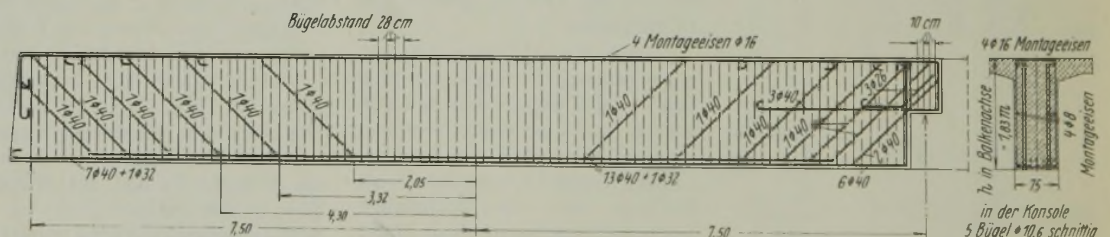


Abb. 9.

Die durchlaufenden Hauptträger der linken Flutbrücke mit fünf Öffnungen zu je 20 m (Abb. 4) wurden mit Gerbergelenkbalken versehen, da bereits eine Pfeilersenkung von 1 cm das Stützenmoment um rund 20% verkleinerte und die Feldmomente der anschließenden um mehr als 10% vergrößerte. Die Ausführung der Gelenke verursachte allerdings Betonierungsschwierigkeiten und erforderte sehr stabile Gerüstausbildung der Gelenkpunkte. Abb. 7 zeigt das Lehrgerüst der linken Seite. Die Gelenkhälften sind durch besonders starke, untereinander nicht verbundene

Um die Schubspannungen an den Auflagern der Konsolen bzw. des Einhängeträgers in die halbe Höhe mit Sicherheit überführen zu können, sind Übergänge mit waagerechten Schrägen versehen.

Durch die Anordnung von nur zwei Hauptträgern ergaben sich konzentrierte, große Auflagerdrücke, wodurch ausschließlich die Anwendung stählerner Lager in Frage kam, da Eisenbetonstelzen zu tief unter Wasserlinie hätten angeordnet werden müssen.

Besondere Aufmerksamkeit wurde der Ausbildung der Fugen gewidmet. In Abb. 10 ist die Gelenkfugenisolierung dargestellt. Auf besonderen Wunsch der Bauherrin wurde der 10/10 cm große Falz mit 5 mm dicken Bleiblech ausgekleidet und an die doppellagige Pappisolierung angeschlossen und mit Asphalt ausgegossen. Da auch die Fußsteige mit einer Lage Pappe isoliert wurden, so ist die Bleiblegung bis an die Geländerschwelle vorgezogen. Eine ähnliche Ausbildung weisen die Anschlußfugen an den Widerlagern auf. Über den Mittelpfeilern wurden die Fahrbahnplatten aufgeschnitten, um die Zugbeanspruchungen der Hauptträger nicht in jene überzuleiten und Risse zu vermeiden. Auf den Fußsteigen wurden die Fugen durch besonders gehärtete Platten überdeckt.

Die Arbeiten wurden im Juli 1931 begonnen, und bis Anfang Dezember waren die Unterbauten fertiggestellt. Trotz zweimaliger Unter-

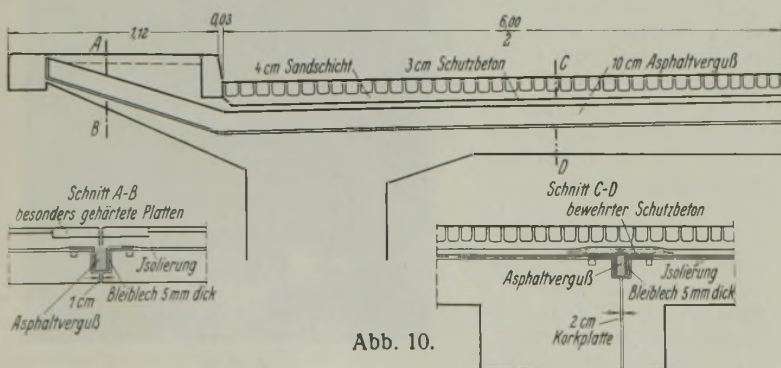


Abb. 10.

<sup>1)</sup> Dr. Wiesner, Einfache Berechnungen von Straßenbrücken mittels Maximalkurven für Querkräfte und Momente. Bauing. 1931, Heft 19 u. 20.

brechung durch Hochwasser, wegen des Winters und der Finanzierungsschwierigkeiten wurde der Überbau erst Mai 1932 begonnen und Ende Oktober 1933 zu Ende geführt. Die Belastungsprobe bestätigt die Erfahrung, daß die tatsächlichen Durchbiegungen rd. 60 % der errechneten Werte sind. Abb. 11 zeigt die Ansicht der gesamten Brücke.



Abb. 11.

Die Gesamtkosten der 122 m langen Flutbrücke belaufen sich auf rd. 270 000 RM. Der Baustoffbedarf betrug für den Überbau 110 t RE. und 600 m<sup>3</sup> Beton, für die Unterbauten 900 m<sup>3</sup> Beton.

## II. Die Strombrücke.

Von Dipl.-Ing. Georg u. Karl Henke, Grünberg.

### a) Die zwei Strompfeiler.

Für die Gründung der beiden Strompfeiler sah die Ausschreibung Druckluftabsenkung vor, wie sie bereits bei früheren Entwürfen von der Firma Beuchelt & Co. für die hier vorhandenen Verhältnisse als die zweckmäßigste Gründungsart vorgeschlagen worden war. Die Vorzüge der Druckluftgründung haben sich während der Bauausführung wieder mehrfach bestätigt, besonders als die Pfeiler tiefer als vorgesehen gegründet werden mußten, da in der ursprünglich auf Grund von Bohrungen festgesetzten Ordinate ein tragfähiger Baugrund noch nicht vorgefunden wurde. Die pünktliche Durchführung der Pfeilerbauten wurde ferner ebenfalls durch die Anwendung der Druckluftgründung begünstigt, denn trotz mehrfacher Hochwasserwellen, darunter einer den höchsten Hochwasserstand fast erreichenden Welle, brauchte die Bauausführung nicht unterbrochen zu werden, da Überflutungen von Pfeilerbau und Rüstungen nicht eintraten.

Die äußere Form der Strompfeiler ist aus Abb. 12 (linker Strompfeiler) ersichtlich. Die Dicke der Pfeilerschäfte war durch die Oderstromverwaltung auf 3,50 m festgesetzt worden; ihre Länge ergab sich aus der Forderung, daß von der Achsebene des Hauptträgers bis zum Beginn des Vorkopfes ein Maß von mindestens 1 m zur Lastverteilung vorhanden sein mußte. Entsprechend den Flutpfeilern erhielten auch die Schäfte der Strompfeiler die auf dem Stromliniengrundsatz beruhende Tropfenform, wodurch ein ruhiger Ablauf der Wasserströmung erzielt sowie Stauwirkungen und Kolkbildungen vermieden bzw. abgeschwächt werden sollen. Die beiden Vorköpfe erhielten als Schutz gegen Eisgang und andere mechanische Angriffe Granitverkleidungen.

Die Druckluftgründung wurde in üblicher Weise durchgeführt. Für den rechten Strompfeiler wurde wegen der tiefen Lage der Flußsohle die Aufhängung des Senkkastens in einem Gerüst von vornherein vorgesehen, während beim linken Pfeiler zunächst an eine Inselschüttung gedacht war. Mit Rücksicht aber auf etwaige Hochwässer, mit denen im Gebiete der Oder zu allen Jahreszeiten gerechnet werden muß, entschloß man sich jedoch auch hier zu einer Gerüstaufhängung, was sich später als sehr vorteilhaft erwies, da tatsächlich ein empfindliches Hochwasser zu einem Zeitpunkte eintrat, wo ohne Führung und Aufhängung in Spindeln der Senkkasten durch den Druck der Strömung und Unterspülung gewiß aus seiner Lage gebracht worden wäre.

Die Senkkasten blieben auch nach dem Aufsetzen auf der Flußsohle vorläufig noch eingehängt, bis durch allseitige gleichmäßige Führung im Boden eine sichere Absenkung gewährleistet war. So gelang es, beide Pfeiler in gewohnter Weise in genauer Richtung abzusenken und in die vorgeschriebene Stellung zu bringen. Wie schon erwähnt, wurden die Pfeiler etwas tiefer abgesenkt als vorgesehen, und zwar der linke Strompfeiler um 0,86 und der rechte Strompfeiler um 0,83 m. Die Bestimmung der endgültigen Gründungsordinate geschah nicht nur auf Grund der Beurteilung der Bodenart, sondern vor allem nach dem Ergebnis von Bodendruckversuchen, die im Senkkasten mittels Druckwasserpressen vorgenommen wurden, wobei angestrebt wurde, daß in allen Ecken des Arbeitsraumes möglichst gleiche Ergebnisse erzielt wurden. Die Gründungsordinaten lagen mit +52,17 bzw. 52,14 m über NN rd. 7 m unter der Flußsohle. Der Untergrund in dieser Tiefe besteht aus einer mergelhaltigen diluvialen Sandschicht, die etwa 0,5 m über der Gründungstiefe angeschnitten wurde. Als Bodenpressungen waren Beanspruchungen von  $\sigma = 3,8 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen, während bei den Druckproben Festigkeiten von 8 bis 9  $\text{kg/cm}^2$  festgestellt wurden.

Zwecks gleichmäßiger Verteilung der Auflagerkräfte und deren Überleitung in den Pfeilerschaft wurde über die ganze Länge des Pfeilerschaftes eine 1,40 m hohe, stark bewehrte Eisenbetonauflegerbank angeordnet.

Diese wurde berechnet als biegegesteuerter Balken auf zwei durch die Auflagerkräfte des Überbaues dargestellten Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung. In diese Bank wurden eingebaut und mit ihr durch kräftige Bügelbewehrung verbunden die beiden Eisenbetonauflegerquader, die die Stahlgußkörper tragen. Für die Berechnung dieser Auflagerbänke sind bisher einheitliche Normen noch nicht aufgestellt worden<sup>1)</sup>, und es werden fast bei jedem Pfeilerbau in gemeinsamen Überlegungen mit der Baubehörde neue Richtlinien hierfür festgelegt. So wird es mitunter als zu weitgehend bezeichnet, den Umstand, daß die Auflagerbank auf dem Beton des Schaftes fest aufliegt und Durchbiegungen nicht erleiden kann, unbeachtet zu lassen und ferner eine die ungünstigsten Momente ergebende gleichmäßige Spannungsverteilung (als Belastung) in der Fuge zwischen Auflagerbank und Pfeilerschaft anzunehmen. Wir haben indessen stets mit diesen Annahmen gerechnet, die in den amtlichen Vorschriften bezeichneten zulässigen Spannungen eingehalten und auch die Schub Sicherungen den Vorschriften gemäß durchgeführt. Die so erhaltene Bewehrung betrug bei den Neusalzer Pfeilern 87 kg RE. auf 1 m<sup>3</sup> Beton und konnte bequem eingebaut werden. Wenn auch die hier angedeutete Berechnungsweise gute Sicherheiten enthält und praktisch die errechneten Biege- und Schubspannungen nur in Ausnahmefällen eintreten, sich kaum aber bei einwandfreier Bauausführung einstellen dürften, so ist andererseits zu berücksichtigen, daß die auf diese Weise ermöglichte bauliche und statische Sicherheit auf verhältnismäßig billigem Wege zu erreichen ist, und man sollte deswegen nicht ohne weiteres hierauf verzichten. Eine derartige Auflagerbank legt sich als steifer Körper über die ganze Länge des Pfeilerschaftes und bietet die Gewähr einer gleichmäßigen Übertragung der Auflagerkräfte in den Pfeilerkörper.

Die Feststellung betonschädlicher Bestandteile im Grundwasser machte auch bei den Strompfeilern Sicherungsmaßnahmen notwendig. Die im Schutze des Senkkastenarbeitsraumes eingebaute Pfeilersohle wurde daher ähnlich wie bei den Flutpfeilern unter Verwendung von Granit-Pritschensteinen von 13 cm Höhe hergestellt. Alle unter dem Wasserspiegel verbleibenden Außenflächen des Pfeilers erhalten einen Inertolanstrich, außerdem wurde ein Vorsatzbeton 1:5 angeordnet. Ferner wurde als Binde-

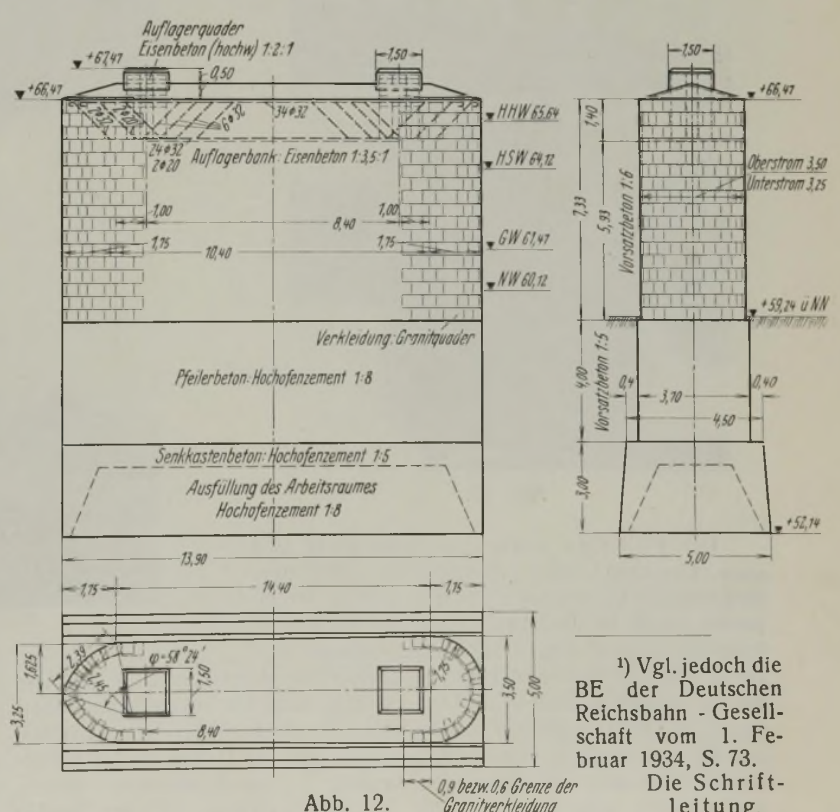


Abb. 12.

<sup>1)</sup> Vgl. jedoch die BE der Deutschen Reichsbahn - Gesellschaft vom 1. Februar 1934, S. 73.

Die Schriftleitung.

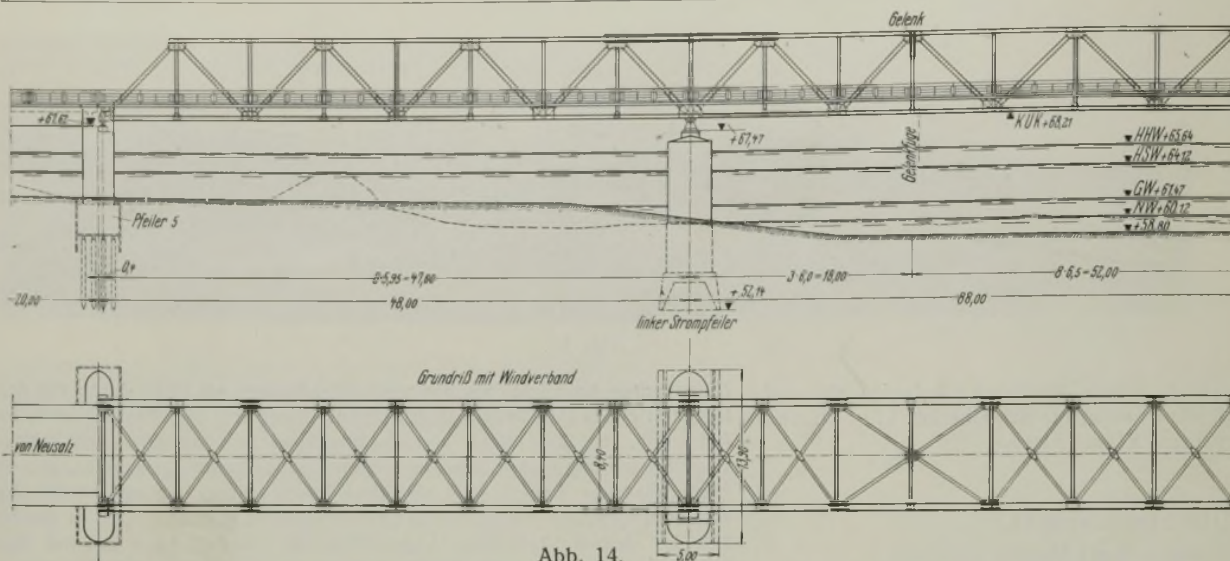


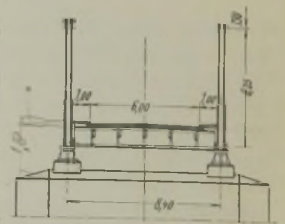
Abb. 14.

mittel für den unteren Teil des Pfeilers Hochofenzement verwendet. Im übrigen wurde in erster Linie die Herstellung eines dichten Betons angestrebt, worin schließlich trotz aller an der Außenhaut angewendeten Dichtungsmittel die wichtigste Maßnahme gegen das Eindringen schädlich wirkender Stoffe in den Beton zu erblicken ist. Der Betonkies konnte in einer bis dahin im wesentlichen noch nicht erschlossenen Grube in der Nähe der Baustelle gewonnen werden und zeigte befriedigende Siebergebnisse, so daß bis auf die hochbeanspruchte Auflagerbank auf einen Splittzusatz verzichtet wurde. Für den Pfeilerschaft wurde ein Mischungsverhältnis von 1 : 8 gewählt; der Beton wurde erdfeucht eingebracht und gestampft. Um eine glatte und besonders widerstandsfähige Außenfläche zu erhalten, wurde ein plastisch eingebrachter Vorsatzbeton 1 : 6 unter Beigabe eines geringen Splittzusatzes angeordnet. Das Mischungsverhältnis der Auflagerbänke betrug 1 : 3,5 : 1 mit  $W_{b28} = 340$  und das der Auflagerquader 1 : 2 : 1 mit  $W_{b28} = 368 \text{ kg/cm}^2$ ; nur für die Auflagerquader wurde hochwertiger Zement verwendet.



Abb. 13.

Der Pfeilerbau wurde programmgemäß und ohne Unterbrechungen durchgeführt. Mit dem Rammen der Gerüstpfähle für den rechten Strompfeiler wurde im Juni 1931 begonnen, die Druckluftgründung war am 19. September beendet, und am 3. Oktober konnte der fertige Pfeiler der Brückenmontage zur Verfügung gestellt werden (Abb. 13). Die Erbauung des linken Strompfeilers folgte in ihren einzelnen Abschnitten dem rechten Pfeiler. Hier war die Absenkung am 6. November beendet, und der fertige Pfeiler konnte am 20. November 1931 übergeben werden. — Die Baustelleneinrichtung war insofern schwierig, als eine Verbindungsbrücke zwischen beiden



Zu Abb. 14.

Pfeilern nicht hergestellt werden konnte und daher getrennte Einrichtungen auf beiden Ufern getroffen werden mußten, eine Maßnahme, die angesichts der verhältnismäßig geringen Massen nur ungern in Kauf genommen wurde. Während beim rechten Pfeiler Druckluftstation und Betonierungsanlage

an Land eingerichtet werden konnten, ließen sich diese Einrichtungen beim linken Pfeiler nur unter Zuhilfenahme der späteren Montagerüstung für den seitlichen Überbau hochwasserfrei in der Nähe des Pfeilers aufbauen. Die höheren Kosten dieser Anordnung wurden teilweise wieder aufgehoben durch die Ersparnis an Transportwagen. So wurde die Mischmaschine auf einer Verlängerung des Absenkerüstes aufgebaut, und die Zuschlagstoffe wurden unter Benutzung des Schleusenkranes unmittelbar aus einer Schute zur Mischmaschine heraufgezogen.

Wie schon erwähnt, wurden die Strompfeiler durch die Abteilung Beton- und Tiefbau der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg errichtet.

#### b) Die stählernen Überbauten.

Die Stromüberbauten bestehen aus einer Mittelöffnung von 88 m



Abb. 15.



Abb. 16.

Stützweite, die von der Oderstrombauverwaltung vorgeschrieben wurde, und zwei Seitenöffnungen von je 47,6 m Stützweite. Es wurde ein Parallelträgerfachwerk mit Gelenken für die Ausführung gewählt. Die Gelenke liegen in der Mittelöffnung 18 m von den Mittelpfeilern entfernt, so daß sich für den eingehängten Teil eine Stützweite von 52 m ergibt. Die Trägerhöhe beträgt 6,25 m. Die Gelenke sind im Obergurt der Haupt-



träger angeordnet worden. Die Hauptträger bestehen aus St 52, die Fahrbahn aus St 37. Die Hauptträgerentfernung beträgt 8,4 m, die Fahrbahnbreite 6 m, daneben liegen Fußwege von je 1 m Breite. Fahrbahn und Fußwege liegen innerhalb der Hauptträger. Auf Wunsch der aus-schreibenden Verwaltung wurde, um einen möglichst freien Blick zu haben, auf den oberen Windverband verzichtet, so daß die Pfosten mit ihren Anschlüssen biegungssteif ausgebildet werden mußten (Abb. 14).

Das Gewicht der Hauptträger beträgt rd. 286 t, der Fahrbahn rund 182 t, des Windverbandes rd. 22 t, des Geländers 14 t, des Besichtigungswagens mit Laufbahnen rd. 10 t, zusammen 514 t. Ein negativer Auflagerdruck entsteht auch bei ungünstigster Laststellung nicht. Jedoch mußte, um die verlangte 1,3fache Sicherheit zu erreichen, eine Verankerung eingebaut werden, die aus einbetonierten, mit den Endquerträgern gelenkig verbundenen Flacheisenankern besteht.

Die Konstruktion wurde im Jahre 1931 in der Werkstatt fertiggestellt, jedoch konnte die Montage in demselben Jahre nicht mehr zur Ausführung kommen, da sich in der Finanzierung Schwierigkeiten ergaben. So begann der Aufbau erst im Juni 1932.

Da die in Eisenbeton ausgeführten Flutöffnungen noch nicht benutzbar waren, mußten die Eisenteile auf dem Wasserwege herangebracht werden. Die Bauteile wurden von Grünberg mit Eisenbahnwagen nach Neusalz Hafen verfrachtet, wo sie in einen Prahm von 30 t Tragkraft umgeschlagen und mit Hilfe eines Motorbootes zur Baustelle geschafft wurden. Der Aufbau der Seitenöffnungen geschah auf festen Gerüsten, und zwar wurde mit der rechten Seitenöffnung begonnen. Zum Entladen der Stahlbauteile aus dem Prahm und Hochziehen auf die Rüstung diente ein Drehkran, der am Pfeilerkopf des Strompfeilers seitlich von der Rüstung aufgestellt war. Die Bauteile wurden in die Achse der Brücke geschwenkt, dort auf Loren abgesetzt und mit Hilfe eines Portalkranes eingebaut. Während der Zusammenbau der rechten Seitenöffnung vor sich ging, wurde das Gerüst für die linke Seitenöffnung hergerichtet und, nachdem die rechte Seitenöffnung aufgebaut war, der Drehkran am linken Strompfeiler aufgestellt. Sodann wurde die linke Seitenöffnung in derselben Weise wie die rechte zusammengebaut. Die Mittelöffnung wurde im Freivorbau zusammengebaut (Abb. 15). Diese Art der Aufstellung wurde gewählt, da infolge der erforderlichen Durchfahröffnungen für die Schifffahrt und der damit verbundenen Anordnung von Leitwerken ein festes Gerüst teuer gewesen wäre. Während des Aufbaues der linken Seitenöffnung wurde an der rechten Hälfte des Stromüberbaues gearbeitet. Zum Zusammenbau diente ein Auslegerkran, der die Eisenteile unmittelbar aus dem Prahm an Ort und Stelle einbaute. Nach Verschrauben jedes Feldes wurde sogleich abgenietet. Sämtliche Hauptträger waren in ganzer Länge im Werk ausgelegt und die Nietlöcher auf vollen Durchmesser aufgerieben. Während des Freivorbau wurden die Hauptträgerknotenpunkte laufend einnivelliert, und es ergab sich in jedem Bauzustande stets sehr gute Übereinstimmung mit den rechnerisch ermittelten Werten. Nachdem der Freivorbau der rechten Hälfte der Mittelöffnung bis kurz vor die Mitte gediehen war und gleichzeitig die linke Seitenöffnung aufgestellt war, wurde der Aufbaukran auf die linke Seitenöffnung umgesetzt, und es begann in der gleichen Weise der Freivorbau der linken Hälfte der Mittelöffnung (Abb. 16). Die Gelenke mußten natürlich für den Freivorbau vorübergehend geschlossen werden. Dies geschah durch Anordnung von Zuglaschen auf den Gurtplatten des Obergurtes unter gleichzeitigem Anbringen von Druckplatten am Untergurt. Die Stäbe des Mittelteiles der Hauptträger sowie die Längsträger des mittleren Feldes waren noch nicht auf genaue Länge abgeschnitten und wurden nach genauem Aufmaß zugepaßt. Nachdem auch diese Stäbe eingebaut waren, wurden Druckwasserpressen in den Gelenkpunkten des Untergurtes eingebaut und angepreßt; darauf wurden die Zuglaschen im Obergurgtgelenk gelöst und die Pressen wieder eingelassen. Damit hatte die Brücke die in der Berechnung vorgesehene Form.

Diese gewählte Art des Aufbaues verlief zur vollen Zufriedenheit der ausführenden Firma wie auch der aufsichtführenden Behörde. Die Schifffahrt war für keinen Augenblick behindert oder gesperrt, und der



Abb. 17.

Aufbau war auch deshalb bemerkenswert, weil im Stromgebiete der Oder bisher der Freivorbau noch nicht angewendet worden ist. Da sich aber diese Bauweise auch unter den hier gegebenen Verhältnissen als durchaus wirtschaftlich erwiesen hat, ist wohl zu erwarten, daß sie auch bei künftigen Ausführungen wieder gewählt werden wird (Abb. 17).

Die Fahrbahn ruht auf einer Eisenbetonplatte, die sich über die Längsträger hinweg spannt. Sie liegt auf den oberen Flanschen der Längsträger, kragt über die äußeren Längsträger um 0,45 cm aus und ist bis unter den inneren Fußwegträger  $\square 8$  geführt, der dadurch unmittelbar auf der Platte aufliegt, ohne aber diese zu belasten. Bei Stützenentfernungen von 1,40 m ergab sich bei Berücksichtigung elastischer Stützensenkungen eine Plattendicke von 16 cm mit einer Bewehrung von 26 kg RE./m<sup>2</sup>. Die Platte wurde an den oberen Gurtungen der Querträger ohne Fuge durchbetoniert und erhielt auch bis auf die Unterbrechung durch die Gerbergelenke des Hauptsystems keine weiteren Fugen, weil damit gerechnet wurde, daß die Eisenbetonplatte durch die darüberliegende Isolierung und Fahrbahnbefestigung vor Temperatureinflüssen genügend geschützt und im übrigen elastisch genug ist, um sich den sonstigen Bewegungen der stählernen Überbauten anzupassen.

Als Isolierung wurde doppelagige Ruberoidpappe, 30 kg/20 m<sup>2</sup> schwer, verwendet. Als Fahrbahnbefestigung wurde bauseitig Granitkleinpfaster von 8 cm Höhe verlegt. Die Fahrbahn ist seitlich begrenzt von Granitbordsteinen, in Abständen von 30 m wurden Entwässerungseinrichtungen eingebaut. Die Fußwege bestehen aus 8 cm hohen Werksteinplatten, die das Grünberger Kunststeinwerk Kintzel anfertigte und in Breiten von rd. 80 cm anlieferte. Die Abnutzungsschicht dieser Platten bildet eine unmittelbar auf den Unterbeton aufgebrauchte Estrichschicht aus 1 Teil Zement und 2 Teilen Granitgrus.

Die Herstellung der Fahrbahnplatte und das Verlegen der Fußwegplatten geschah, wie eingangs erwähnt, wieder durch die Abteilung Beton- und Tiefbau der Firma Beuchelt & Co., die die hierfür erforderliche Baustelleneinrichtung nach Beendigung des Pfeilerbaues an der Baustelle belassen hatte. Mit den Arbeiten an der Eisenbetonplatte wurde schon während des Aufbaues der Stahlkonstruktionen entsprechend seinem Fortschritt begonnen. Selbstverständlich mußte mit Rücksicht auf den Freivorbau der Stromöffnung darauf geachtet werden, daß beide Seitenöffnungen durch die Eisenbetonplatten gleichmäßig belastet wurden.

Die Montagearbeiten ohne Gerüstbau dauerten von Juli bis Oktober 1932, also 16 Wochen, wovon acht Wochen auf den Freivorbau der Stromöffnung entfielen. Für die Herstellung der Fahrbahnplatte einschließlich der Isolierung und der Schutzschicht wurden neun Wochen gebraucht. Im Anschluß an die Arbeiten der Firma Beuchelt & Co. ließ die Bauherrschaft noch das Pflaster verlegen, und am 12. Dezember 1932 wurde die Brücke in Anwesenheit des damaligen Oberpräsidenten Grafen Degenfeld dem Verkehr übergeben.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Versickerung des Hachinger Baches bei München.

Die engere und weitere Umgebung der Stadt München besitzt zahlreiche Bachläufe. Einer der bekannteren ist der Hachinger Bach im Südosten der Stadt. Er entspringt in der Gegend des rd. 15 km vom Mittelpunkt der Stadt München entfernten Ortes Deisenhofen und läuft von hier in der natürlichen Gefälllinie des Geländes über die Orte Oberhaching, Unterhaching und Unterbiberg nach Norden, um dann bei dem im Jahre 1930 eingemeindeten Vorort Perlach (s. Abb. 1 u. 2) das Gebiet der Stadt München zu erreichen. Der Hachinger Bach hat eine merkwürdige Eigenschaft. Er versickert zwischen den Ortschaften Perlach und Berg am Laim wieder vollständig in den Erdboden. Über die geologischen Verhältnisse, die diese eigenartige Erscheinung erklären, hat sich ein

Sachverständiger (Oberlehrer Joseph Hörwich in Berg am Laim bei München) folgendermaßen geäußert:

Gegen Ende der letzten Eiszeit, vor etwa 20000 Jahren, breitete sich vom Alpenrande bei Kochel über Penzberg, Königsdorf, Ascholding-Schäftlarn und Ascholding-Deining ein weites Seengelände, der Isarsee, aus (Abb. 1). Sein Wasser wurde außer durch die Niederschläge von dem bis in die Alpen bereits zurückgeschmolzenen „Isarvorlandgletscher“ gespeist. Das Nordende des Isarsees war durch den Kleindingharting südlich bis über Neufahrn hinaus reichenden Höhenzug, der fast 90 m über den Seespiegel emporragte, in zwei langgestreckte Buchten geteilt. Die größere westliche Bucht füllte das ebene Gelände zwischen Gelting (Wolfratshausen) und Schäftlarn (Pupplinger Au). Ihr Abfluß

war die junge Isar. Der kleineren östlichen Bucht entströmte ein Fluß, der den Wasserreichtum jener Isar zwar nicht besaß, immerhin aber die Kraft hatte, zwischen Kleindingharting (Deininger Weiher) und Unterhaching nicht nur mächtige Moränen, sondern auch sehr harte Nagelfluhe von mehr als 20 m Mächtigkeit zu durchnagen. Dadurch schuf er das an landschaftlichen Reizen so reiche Gleisental und dessen nördliche Fortsetzung, das Hachinger Tal. Der Isaarsee ist längst abgeflossen. Weite Hochmoore, sogenannte Filze und kleinere Schotterfelder nehmen das einstige Seebecken ein. Das Gleisental ist ein Trockental geworden. Im Hachinger Tal bei Deisenhofen schneidet der Osthang des Tales den Grundwasserstrom bis Potzham in einer Länge von 3,5 km an. Dieser ist, wie in der Münchener Schotterebene überhaupt, getragen von den Feinsanden und Letten des Flnizes. Das Grundwasser entströmt von Deisenhofen bis Furth in zahlreichen Quellen der den Flniz überlagernden Nagelfluhe und von Furth bis Potzham jüngeren, lockeren, eiszeitlichen Schottern. Alle diese Quellen vereinigen sich zu einem reizvollen malerischen Bach, dem Hachinger Bach. Zwischen Furth und Potzham führt er in dem etwa 4 m breiten Rinnsal seine größte Wassermenge. Messungen in früheren Jahren ergaben hier 0,34 bis 0,40 m<sup>3</sup>/sek. Die Quellen liegen vom Ursprung bis Potzham über dem Bachspiegel. Von Potzham bis Taufkirchen behält der Bach seine Wassermenge. Bach- und Grundwasserspiegel liegen hier im allgemeinen in gleicher Höhe. Nun aber beginnt zunächst ein mäßiges und dann unmittelbar südlich von Unterhaching ein jähes Fallen des Flnizes. Die ihn überlagernde durchlässige Schotterdecke gewinnt eine fast dreifache Mächtigkeit. Der Grundwasserstrom stürzt hier nach Art einer Stromschnelle in die Tiefe. Der Hachinger Bach, dessen Rinnsal auf der Schotteroberfläche liegt, verliert dadurch fast die Hälfte seines Wassers. Von Unterbiberg abwärts bleibt die Wassermenge des Baches gleich, da hier die Durchlässigkeit des Schotters und damit jene des Bachbettes durch Verschlammung und durch künstliche Stützung des Wassers sehr verringert ist; denn die Orte Unterbiberg und Perlach, besonders die zahlreichen Gärtnereien, hatten an der Erhaltung des Baches, der nicht nur das Landschaftsbild liebenswürdig belebt, sondern auch seit alters Gieß-, Wasch- und Schwemmwasser liefert, ein Interesse.

Mit zunehmender Besiedlung des Bachgebietes wurde der Wasserlauf mehr und mehr verschmutzt. Die natürlichen Versickerungsstellen verschlammten und rückten mehr gegen Berg am Laim hin. Die Umgebung der Versickerungsstellen wurde häufig überschwemmt. Schon vor etwa 20 Jahren standen bei gefrorenem Erdbreich weite Flächen bis nach Berg am Laim hinein zeitweise unter Wasser.

Der bayerische Staat, der Eigentümer des Bachlaufes, schloß im Jahre 1915 die Anlieger zu einer „Wassergenossenschaft zur Instandhaltung des Hachinger Baches an seiner Versickerungsstelle“ zusammen. Die Genossenschaft erbaute mit Hilfe von Zuschüssen aus öffentlichen Mitteln nach den Entwürfen des Straßen- und Flußbauamtes München zwischen Perlach und Berg am Laim eine besondere Versickerungsanlage (vgl. Abb. 1 bis 3). Aber auch diese Anlage verschlammte allmählich wegen der immer noch steigenden Verunreinigung des Baches. Schon früher hatte man verschiedene Verbesserungen vorgenommen, die aber immer nur Abhilfe auf kurze Dauer brachten, so daß sich die Überschwemmungen wieder häuften. Die anliegenden kleinen Grundbesitzer waren vielfach nicht in der Lage, die Kosten der Instandhaltung der Versickerungsanlage mit aufzubringen, und die Stadt München mußte wiederholt helfend eingreifen.

Mit der Eingemeindung von Perlach kam die Versickerungsstelle in das Gebiet der Stadt München. Das städtische Tiefbauamt arbeitete im Benehmen mit dem Straßen- und Flußbauamt München und dem Kultur-

bauamt Entwürfe für die Beseitigung der Überschwemmungsgefahr aus, die folgendes Ergebnis hatten: Die ursprünglich erwogene teilweise Ableitung des Baches in das städtische Kanalnetz kam nicht mehr in Frage, da das kalte Bachwasser für die Schlammbehandlung und

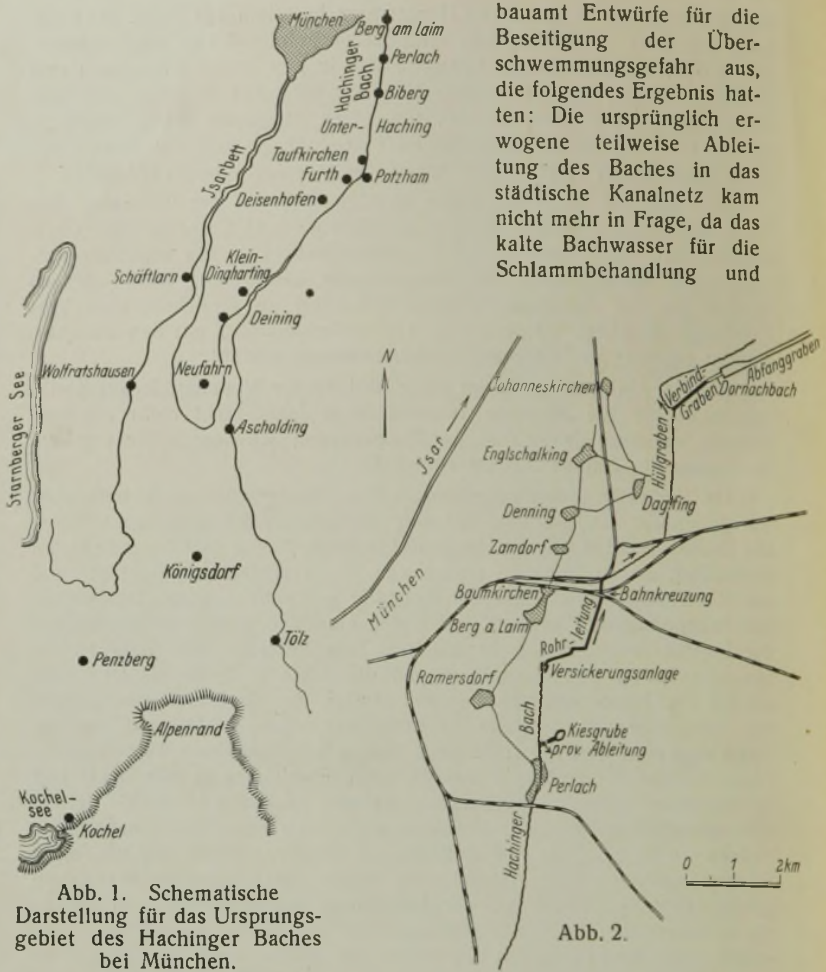


Abb. 1. Schematische Darstellung für das Ursprungsgebiet des Hachinger Baches bei München.

Abb. 2.

Gasgewinnung in der seit 1926 bestehenden städtischen Abwasserkläranlage Großlappen von Nachteil gewesen wäre. Eine Ableitung des Baches durch die Stadt zur Isar wäre zu kostspielig gewesen. Auch seine Ableitung in die sehr große Kiesgrube der Reichseisenbahn südlich von Perlach war nicht möglich, weil diese Grube noch anderweitig benutzt wird. Eine Überleitung des Baches zur Isar südlich von Perlach kam wegen der großen Kosten nicht in Frage, obwohl damit eine kleine Wasserkraft am Einsturz zur Isar zeitweise hätte betrieben werden können. Die Absicht der östlich von Berg am Laim gelegenen, damals noch selbständigen, jetzt ebenfalls nach München eingemeindeten Gemeinde Trudering, den Bach nach Osten zur Bewässerung ihrer Grundstücke abzuleiten, konnte aus verschiedenen Gründen nicht durchgeführt werden. Besonders wehrten sich auch die Anlieger der Versickerungsstelle dagegen, daß der Bach abgeleitet wurde; sie wollten nur Schutz vor Überschwemmung, aber im übrigen sollte der Bach in seinem bisherigen Bett verbleiben. Die Durchleitung des Baches in einem offenen Graben durch Berg am Laim war wegen Grundstücksschwierigkeiten nicht ausführbar. Diese Lösung hätte auch den Nachteil



Abb. 3. Ehemalige Versickerungsstelle des Hachinger-Baches bei Berg am Laim, nunmehr Einmündungsstelle in das Ableitungsrohr zum Hüllgraben und Elsablaß.

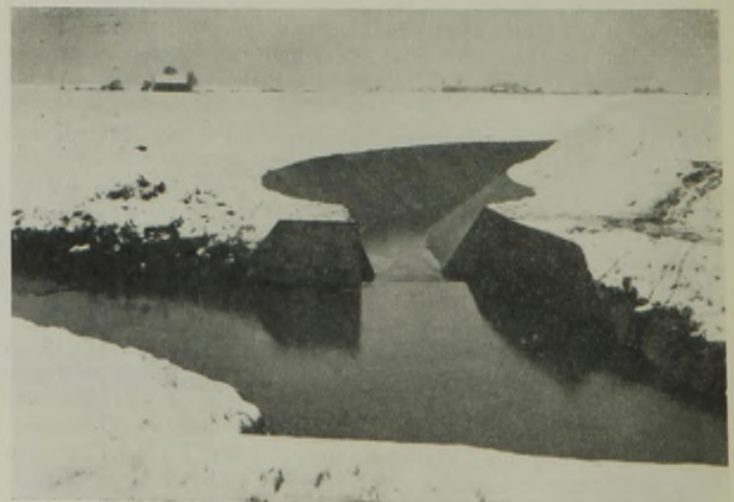


Abb. 5. Abzweigung des Verbindungsgrabens zum Abfanggraben der „Mittleren Isar AG“ vom Hüllgraben bei Johanneskirchen.



Abb. 4. Einmündung der Ableitungsrohre in den Hüllgraben.

gehabt, daß der Bach, wenn man ihn hinter den Grundstücken durch die Gärten geführt hätte, zweifellos einer weiteren starken Verschmutzung ausgesetzt gewesen wäre. Es verblieb somit als einzige Lösung nur die Ableitung des Baches in den östlich von Daglfing liegenden sogenannten „Hüllgraben“ (vgl. Abb. 2). Dieser wird aus dem Grundwasser gespeist und zieht von Baumkirchen über Zamdorf in das moosige Gelände östlich von Johanneskirchen, um schließlich in die Moosbäche, die unter dem Werkkanal und den Fischteichen der „Mittleren Isar“ hindurch zum Seebach bei Ismaning geführt sind, einzumünden. In ihm tritt vermutlich ohnehin ein Teil des versickernden Bachwassers wieder zu Tage. Es war also ein Verbindungskanal zwischen der Versickerungsstelle südlich von Berg am Laim und dem Beginn des Hüllgrabens nördlich der Eisenbahnanlagen bei Baumkirchen zu schaffen (Abb. 2 u. 4). Ferner war auf Wunsch einer beteiligten Wassergenossenschaft ein neuer Graben östlich von Johanneskirchen vom Hüllgraben zum Dornachbach vorzusehen und von letzterem eine Verbindung (Abb. 5) zu dem großen Abfanggraben der „Mittleren Isar“, der das Grundwasser der ganzen Gegend sammelt, herzustellen.

Um weitere Überschwemmungen während der Zeit bis zum Abschluß der erforderlichen umfangreichen Verhandlungen mit den beteiligten Behörden, Genossenschaften und Angrenzern und bis zur Erledigung der Grunderwerbungen zu vermeiden, wurde zunächst ein behelfmäßiger, 300 m langer Ableitungsgraben vom Hachinger Bach in eine Kiesgrube östlich von Perlach als Notmaßnahme auf Anordnung der Wasserpolizeibehörde erstellt (Abb. 2 u. 6). Die Arbeiten wurden im Spätherbst 1932 ausgeführt.

Die bisherige Versickerungsanlage, die auch künftig bei Eisgefahr in Betrieb bleibt, wurde instandgesetzt. Bei einem Eisstoß im Januar 1934 zeigte sich, daß das Eis bei dem Versickerungswerk über die Schwelle des Überlaufes nicht abfloß und ein starker Rückstau entstand. Die Schwelle des Überlaufgerinnes wurde daher bis zur Sohle des Hachinger Baches vertieft und am Überlaufgerinne eine Schleuse eingebaut (Abb. 3). Die 2,3 km lange, aus 0,50 bis 0,70 m weiten Zementrohren bestehende Rohrleitung geht von der Versickerungsstelle aus über künftige Grünflächen nach Norden bis zu den Eisenbahnanlagen, die teils durch einen Tunnelbau, teils mit Hilfe bestehender Rohrdurchlässe gekreuzt wurden. Dabei wurde die Möglichkeit, das Bachwasser zu sonstigen Zwecken, z. B. zur Beschickung von Zierwasserflächen, zu verwenden, gewahrt.



Abb. 6. Behelfmäßige Versickerungsanlage des Hachinger Baches in eine Kiesgrube bei Perlach.

Nördlich der Bahn endet die Leitung in dem bestehenden Hüllgraben (Abb. 4). Des weiteren wurde ein neuer, 850 m langer Verbindungsgraben zum Dornachbach und dessen Verbindung mit dem Abfanggraben der „Mittleren Isar“ erforderlich. Das Absturzbauwerk bei der Einmündung in den Abfanggraben (Abb. 7) stellte die „Mittlere Isar AG“ selbst her. Die Arbeiten für die endgültige Ableitung sind in der Zeit vom Juni bis Dezember 1933 ausgeführt worden. Insgesamt fielen etwa 7200 Tagelöhnen an, darunter rd. 6500 Erwerbslosen- und Wohlfahrtsarbeitertagschichten. Die Kosten des Unternehmens betragen rd. 150000 RM; hiervon wurden im Rahmen der Arbeitsbeschaffungsprogramme durch die Deutsche Rentenbank-Kreditanstalt 112000 RM als Darlehn zur Verfügung gestellt.

Die Arbeiten wurden ausgeführt durch das Tiefbauamt der Stadt München, Abteilung Kanalisation (Vorstand: Oberbaurat Stecher). Die Bauleitung lag in den Händen des Oberbaurats Lösch. An den Vorverhandlungen waren das städtische Grundstücksreferat, das Bezirkspolizeireferat und die Abteilung für Wasser- und Brückenbau (Oberbaurat Ölbaum) beteiligt. G.



Abb. 7. Einmündungsbauwerk des Verbindungsgrabens in den Abfanggraben der „Mittleren Isar AG.“

## Vermischtes.

**Geheimrat Dr.-Ing. ehr. J. Klein 65 Jahre alt.** Der langjährige General-Direktor, seit 1930 Aufsichtsratsvorsitzender der Klein, Schanzlin & Becker AG, Frankenthal, Geheimer Kommerzienrat Dr.-Ing. ehr. Jakob Klein, beging am 3. Juli seinen 65. Geburtstag. Seine Lebensarbeit galt nicht nur der Entwicklung seines Werkes, das er mit einer Belegschaft von 300 Mann übernahm, das aber heute 1300 Mann beschäftigt, sondern ebensowohl der Förderung der gesamten deutschen Industrie, für deren Belange er sich im In- und Auslande stets erfolgreich eingesetzt hat. Die Technische Hochschule Karlsruhe verlieh ihm wegen seiner erfolgreichen Bemühungen um die Entwicklung des Pumpen-, Kompressoren- und Armaturenbaues die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber. Die Spitzenorganisationen der deutschen Wirtschaft legen Wert auf seine Mitarbeit, und seine Tätigkeit in diesen Gesellschaften zeugt von der Richtigkeit der von ihm vertretenen Grundsätze auch in der Gegenwart.

**Instandsetzung eines englischen Tunnels.** Die Stadt Whitehaven im nordenglischen Seengebiet erhielt schon in den Jahren 1844 und 1845 von Süden und von Norden her Eisenbahnanschlüsse, beide Eisenbahnen

standen aber zunächst nicht in Verbindung miteinander. Erst einige Jahre später wurden die beiden stumpf endigenden Eisenbahnen durch einen 1206,5 m langen Tunnel verbunden. Der Tunnel wurde mit an Ort und Stelle gewonnenem Sandstein und mit Ziegeln ausgemauert, aber nach 80 Jahre dauernder Benutzung hat diese Ausmauerung unter dem Lokomotivrauch und sonstigen schädlichen Einflüssen so gelitten, daß man im Jahre 1932 an ihre Erneuerung herangehen mußte. Da der Tunnel ein-gleisig ist und der Betrieb nicht gestört werden darf, ist die Ausführung dieser Arbeiten außerordentlich schwierig. Es kann da, wo sowohl das Scheitelgewölbe wie die Seitenwände erneuert werden müssen, nur zwischen 12 und 4 h 30 min nachts gearbeitet werden. Beim Bau des Tunnels hat man sich, wie Engng. 1934 vom 13. April<sup>1)</sup> berichtet, nicht die Mühe gegeben, durch die ganze Länge des Tunnels einen regelmäßigen Querschnitt durchzuführen, und möglicherweise sind auch im Laufe der Jahre Verdrückungen vorgekommen; diese Schönheitsfehler sollen nunmehr auch beseitigt werden.

<sup>1)</sup> S. a. Railw. Gaz. 1934 vom 6. April.



Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 3.

Die Arbeiten werden in Abschnitten von etwa 2,5 m Länge ausgeführt. Dem Tunnelquerschnitt entsprechende gebogene Altschienen mit hinter ihnen eingeschobenen Verzughölzern stützen das Tunnelmauerwerk während des Abbruches (Abb. 1). Die Arbeit des Abbrechens beginnt mit dem Abtragen des Scheitelgewölbes (Abb. 2), was bei der beschränkten Arbeitszeit etwa drei Wochen dauert. Ein zweiter Arbeitertrupp, etwas stärker als der erste, bricht dann das seitliche Mauerwerk ab (Abb. 3), was ungefähr ebensoviel Zeit in Anspruch nimmt. Das hinter der Ausmauerung liegende Gebirge muß dabei sorgfältig abgestützt werden. Auf diese Arbeitstrupps folgen die Maurer, die die Auskleidung mit Ziegeln wiederherstellen. Diese Arbeit dauert wiederum drei Wochen. Es sind vier Sätze von Schienenbögen für die Auszimmerung vorhanden; drei dienen für die drei vorstehend angedeuteten, an drei verschiedenen Stellen gleichzeitig vorgenommenen Abschnitte der Arbeit, die ohne Stillstand aufeinanderfolgen, der vierte muß vorhanden sein, weil die Auszimmerung nicht unmittelbar nach Beendigung der Maurerarbeiten abgebrochen werden kann. Auf diese Art ist es möglich, die drei Arbeitertrupps dauernd zu beschäftigen. Das Versetzen der Auszimmerung wird am Sonntag vorgenommen, wo der Eisenbahnbetrieb ruht. Die Abbrucharbeiten werden von Bergleuten ausgeführt. Die Arbeiten werden bis in das Jahr 1936 dauern.

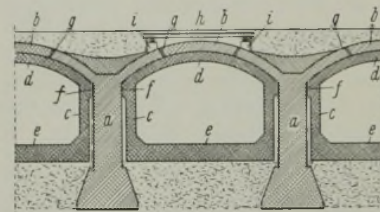
**Bitumen-Spritzmaschine für ununterbrochenen Betrieb.** Um Straßenbauarbeiten in großem Ausmaße nach dem Warm- und Kaltverfahren ausführen zu können, ist von Henschel & Sohn AG eine selbstfahrende Bitumen-Spritzmaschine (s. Abb.) entwickelt worden, die an einem Tage



bis 16 000 kg Bitumen verarbeiten kann und durch einen 6-PS-DKW-Motor angetrieben wird. Die beiden Kessel haben einen Inhalt von je 350 l. Wird mit dem einen Kessel gespritzt, so wird der andere gefüllt und umgekehrt, so daß das Ausspritzen des Bitumens nicht unterbrochen zu werden braucht. Da der Faßaufzug hinten liegt, kann auch während des Hochbringens eines Fasses weiter gefahren werden, und es tritt keine gegenseitige Behinderung in der Bedienung der Maschine ein. Die beiden Kessel sind gegen Wärmeverlust isoliert, so daß beim Arbeiten nach dem Warmverfahren der Inhalt auch bei kühler Witterung mehrere Stunden heiß bleibt. Eine Einrichtung zum Anwärmen verhindert das Verkleben der Hähne und das Verdicken des heißen Bitumens in den Rohren. Die Schläuche und Düsenrohre werden durch angewärmte Preßluft gereinigt. R.—

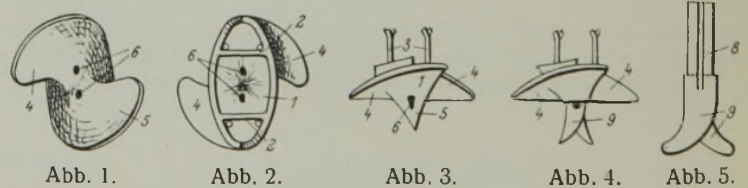
**Patentschau.**

**Stützung und Verstärkung bestehender Gewölbereihen.** (Kl. 19d, Nr. 573 506 vom 3. 12. 1929 von Dr.-Ing. chr. Heinrich Spangenberg in München.) Um das statische Zusammenwirken zwischen altem und neuem Bauwerk zu erreichen, werden in die einzelnen Öffnungen der bestehenden Bogenreihe in sich geschlossene Eisenbetonrahmen verbandlos eingebaut, die sich gegenseitig seitlich abstützen. Die Übertragung der über den Öffnungen liegenden Lasten auf das neue Bauwerk wird durch



Durchschneiden der alten Gewölbe, und zwar in der Nähe der Kämpfer, herbeigeführt. In die einzelnen, durch Pfeiler *a* und Gewölbe *b* begrenzten Öffnungen sind Eisenbetonrahmen *c, d, e* eingebaut, deren obere Riegel *d* bogenförmig, deren untere Riegel *e* gerade ausgebildet sind. Die Rahmen liegen an den Kämpferpunkten des oberen Riegels *d* mit Stützflächen *f* an den Pfeilern *a* an. Durch Schnittfugen *g* des alten Gewölbes *b* wird die Lastübernahme auf die Eisenbetonrahmen erreicht, die als Träger einer Behelfsbrücke *h* dienen, die durch vorübergehende Auflager *i* gegen die Verstärkung abgestützt ist. Die Übertragung des Druckes von Rahmen zu Rahmen läßt sich auch durch Druckstreben erzielen, die in die alten Pfeiler zwischen den Stützflächen eingebaut werden.

**Metallschuh für Schraubenpfähle aus bewehrtem Beton.** (Kl. 84c, Nr. 570 550 vom 29. 11. 1928 von Gustave Grimaud in Bouille-Courdault par Quelmes, Vendée, Frankreich.) Der Schuh, der die Bohrspitze der bewehrten Betonschraube bildet, besteht aus einem oder zwei Stücken und wird, falls er einteilig ist, aus einem Hohlkegel *1* gebildet, der im Innern Aussteifungen *2* trägt und außen durch eine kegelige Fläche begrenzt ist. Die Grundfläche dieses Drehungskörpers nimmt Eisen *3* auf, die seine Verbindung mit der Bewehrung des Betonpfahls gestatten. Auf



der Fläche des Schuhs sind Flügel *4* mit schraubenförmiger Oberfläche angeordnet, die die Spitze *5* freilassen, in deren Wandung Öffnungen *6* angebracht sind, durch die das Wasser unmittelbar in die Wühlgrube des Schuhs gelangt. Die Spitze des aus zwei Stücken bestehenden Schuhs (Abb. 4) ist durch eine Ebene abgestumpft, die ungefähr durch die unteren Ränder der Schraubenflügel hindurchgeht. Die mittlere Öffnung *7* ist gerkerbt, um eine axial angeordnete Röhre *8* aufzunehmen, die einen Bohrer *9* trägt, in dessen Wand die Löcher zum Einführen des Druckwassers in die Bohrgrube angebracht sind.

**INHALT:** Beanspruchung von Gewichtstauwänden durch das strömende Sickerwasser. — Neubau der Oderbrücke in Neusalz. — Die Verstärkung des Hachinger Baches bei München. — Vermischtes: Gehelirat Dr.-Ing. chr. J. Klein 65 Jahre alt. — Instandsetzung eines englischen Tunnels. — Bitumen-Spritzmaschine für ununterbrochenen Betrieb. — Patentschau.

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