DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang BERLIN, 26. Mai 1933 Heft 22

Zwei neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft im Stadtgebiete Gelsenkirchen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn, Essen.

Mit Abschluß des Jahres 1932 entwässerten 26 Pumpwerke rund 8600 ha = 12% des gesamten Niederschlagsgebietes der Emschergenossenschaft[1]). Der Dauerzufluß zu diesen Pumpwerken beträgt etwa 5,4 m³/sek, der Höchstzufluß etwa 58 m³/sek. Um diese Wassermenge zu heben, sind rd. 8000 PS erforderlich. Zur Zeit ist ein weiteres Pumpwerk im Bau.

Im folgenden soll über zwei vor kurzem fertiggestellte Abwasserpumpwerke im Stadtgebiete Gelsenkirchen berichtet werden.

I. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck.

Aus den früheren Veröffentlichungen ist bekannt, daß im Niederschlagsgebiet der Emscher Bergbau umgeht und als Folge davon Bodensenkungen auftreten. Die in Zukunft zu erwartende Höhenlage des Geländes ist deshalb von grundlegender Bedeutung für die Entwässerungsentwürfe. Die E. G. als Treuhänderin der Bergbauindustrie in Vorflutangelegenheiten berechnet die Einwirkung des Abbaues auf Grund der ihr vom Bergbau zur Verfügung gestellten Unterlagen; nach den Ergebnissen werden dann Lage und Gefälle der Vorfluter bestimmt.

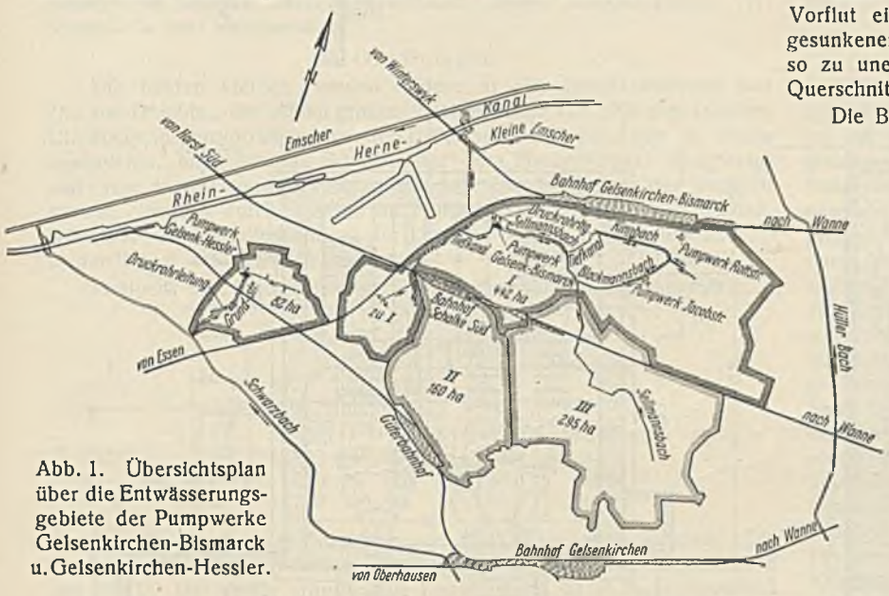


Abb. 1. Übersichtsplan über die Entwässerungsgebiete der Pumpwerke Gelsenkirchen-Bismarck u. Gelsenkirchen-Hessler.

Das Gebiet, auf das im vorliegenden Falle diese Untersuchungen ausgedehnt werden mußten, ist etwa 1000 ha groß und in Abb. 1 dargestellt. Es ist im Süden begrenzt durch die Bahnlinie Oberhausen—Wanne, im Norden und Westen durch die Bahnlinien Essen—Gelsenkirchen-Bismarck—Wanne und Gelsenkirchen-Hauptbahnhof—Güterbahnhof Schalke, sowie durch den Schwarzbach. Im Osten bildet der Hüllerbach die Grenze. Schwarzbach und Hüllerbach sind schon vor vielen Jahren von der E. G. zur Verbesserung der Vorflut und Abführung von Abwasser ausgebaut worden[2]). Das Gebiet zwischen diesen beiden Vorflutern entwässert durch den Sellmannsbach nach Nordwesten in die Emscher. Die Wasserscheiden sind in dem stark bebauten Gebiete nicht genau festzustellen und haben sich im übrigen infolge der Bodensenkungen mehrfach verschoben.

Der von der Stadt Gelsenkirchen teils offen, teils geschlossen ausgebaute Sellmannsbach nimmt zwei weitere offene Vorfluter, den Kinnbach und den Blackmannsbach, auf. Das Gefälle dieser beiden Bachläufe hat sich im Laufe der Zeit infolge von Bodensenkungen mehrfach geändert. Zur Zeit entspricht es der Eintragung in Abb. 1 (einfache Pfeile). Die Einschnittstiefe des Kinn- und Blackmannsbaches ist nur gering; schon in früheren Zeiten konnten diese Bachläufe nur in beschränktem Maße als städtische Vorfluter benutzt werden. Die Zeche, auf deren Abbau die ungünstige Geländelage zurückzuführen ist, hat daher bereits vor vielen Jahren zwei Kanalisationspumpwerke — Rottstraße und Jacobstraße — angelegt; sie sind in Abb. 1 eingezeichnet. Mit Zunahme der Senkungen vergrößerten sich in den letzten Jahren besonders im Kinnbachgebiete die Entwässerungsschwierigkeiten. Auf dem Wege der Vertiefung war ein besserer Abfluß für die stagnierenden Abwässer nicht zu schaffen, weil der Wasserspiegel des Hauptvorfluters, des Sellmannsbaches, nicht mehr gesenkt werden konnte. Höhenlage und Leistung der beiden vorhandenen alten Pumpwerke Rottstraße und Jacobstraße reichten ebenfalls für die Wiederherstellung geordneter Entwässerungsverhältnisse nicht aus; ein weiterer Ausbau der Kanalisation in dieser Gegend zur Erschließung von Siedlungsgebiet war ohne vollkommene Neuregelung der Vorflut undenkbar.

Auch im westlichen, durchweg kanalisierten Stadtgebiete wurde die Vorflut einiger Hauptkanäle durch Senkungsmulden gestört. In den abgesunkenen Kanalstrecken lagerte sich der Schlamm ab, faulte und führte so zu unerträglichen Mißständen, besonders auch durch Verengung der Querschnitte.

Die Berechnung der künftig zu erwartenden Senkungen ergab, daß die Entwässerungsschwierigkeiten noch zunehmen würden. Diesem mußte rechtzeitig durch einen umfassenden Entwässerungsplan vorgebeugt werden. Seine Grundzüge sind in Abb. 1 eingetragen. Drei Entwässerungsgebiete sind zu unterscheiden. Das Gebiet I in Größe von 442 ha liegt am tiefsten, seine Kanalisation hat keinen freien Abfluß mehr zur Emscher. Daher wurde zu seiner Entwässerung in der Gegend der voraussichtlich größten Senkungen ein neues Pumpwerk — Gelsenkirchen-Bismarck — vorgesehen. In einem Tiefkanal fließen ihm von Osten die Abwässer des vereinigten Kinn- und Blackmannsbaches zu. Diese beiden Bachläufe sollen für den Anschluß der Kanalisation vertieft und mit glatter Sohle ausgekleidet werden; sie erhalten die in Abb. 1 durch Doppelpfeile gekennzeichnete Gefällerichtung. Der tiefste Punkt des westlichen Kanalnetzes wird ebenfalls durch einen Tiefkanal an das Pumpwerk angeschlossen. (Er ist im Jahre 1931 von der Stadt Gelsenkirchen bereits ausgeführt. Der Bau des östlichen Tiefkanals ist für 1933 geplant.)

Zur Entwässerung des Gebietes II in Größe von 160 ha gibt es zwei Möglichkeiten; es kann entweder mit freier Vorflut an den Schwarzbach angeschlossen oder gemeinsam mit Gebiet I durch das neue Pumpwerk künstlich entwässert werden. Im ersten Fall muß ein neuer, langer Kanal zum Schwarzbach hergestellt werden, der aber nur sehr schwaches Gefälle erhalten kann und daher große Abmessungen und Kosten erfordert. Bei der zweiten Möglichkeit, dem Anschluß des Gebietes II an das neue Pumpwerk, kann das Kanalsystem in seiner jetzigen Lage und Gefällerichtung ohne Abänderung bestehen bleiben. Die Wirtschaftlichkeitsberechnung entschied zugunsten der zweiten Möglichkeit. Der Entschluß wurde noch insofern erleichtert, als ein Kanal zum Schwarzbach bei dem geringen Gefälle gegen jede ungünstige Senkung sehr empfindlich gewesen wäre.

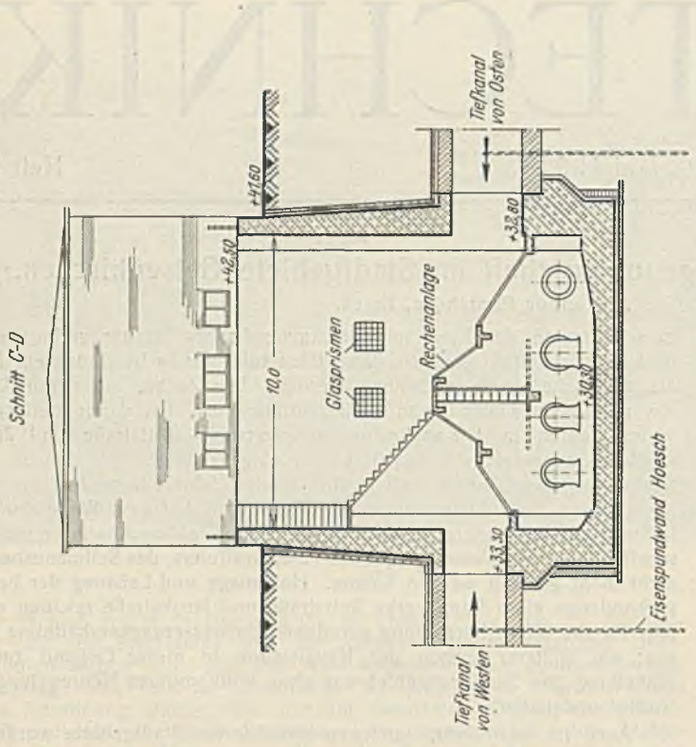
Das Gebiet III — 295 ha groß — wird durch den Sellmannsbach entwässert. Er durchquert das tiefliegende Gebiet I, wobei seine Sohle bei fortschreitenden Senkungen so hoch gehalten werden muß, daß stets gute Vorflut zur Emscher bestehen bleibt. Der Sellmannsbach nimmt auch die ihm durch zwei Druckrohrleitungen zugeführten Abwässer des neuen Pumpwerks auf. Die für diesen Bachlauf im Zusammenhang mit dem Bau des Pumpwerks erforderlichen Regulierungsarbeiten sollen hier nicht weiter erläutert werden.

A. Das Pumpwerk.

Wie bereits bemerkt, ist die Lage des Pumpwerks durch das später zu erwartende Senkungstief bestimmt. Es gelang, in der stark bebauten Gegend noch einen freien Platz zu finden, der in dieser Beziehung und auch hinsichtlich der neu zu erbauenden Tiefkanäle und der Ableitung der hochgepumpten Wässer günstig liegt. Abb. 2 zeigt das Pumpwerk in

[1]) Im folgenden mit E. G. bezeichnet. — Vgl. hierzu: Carp, Das Abwasserpumpwerk Schweigern in Hamborn a. Rh., Bautechn. 1928, Heft 20 u. 21. — Ramshorn, Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft, Bautechn. 1930, Heft 20. — Helbing, 25 Jahre Emschergenossenschaft (Selbstverlag), und Helbing Emschergenossenschaft und Lippeverband in den Jahren 1925 bis 1930 (Selbstverlag).

[2]) Steckhan, Auskleidung von offenen Abwasserkanälen, Bautechn. 1927, Heft 28 u. 30.



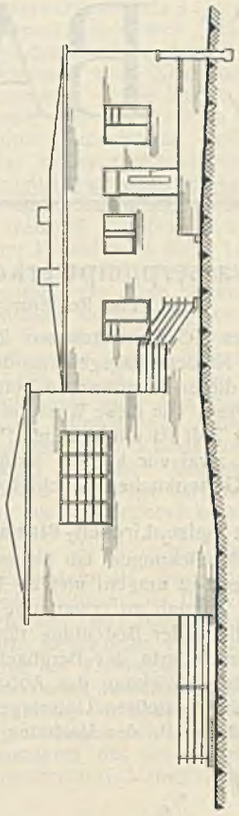
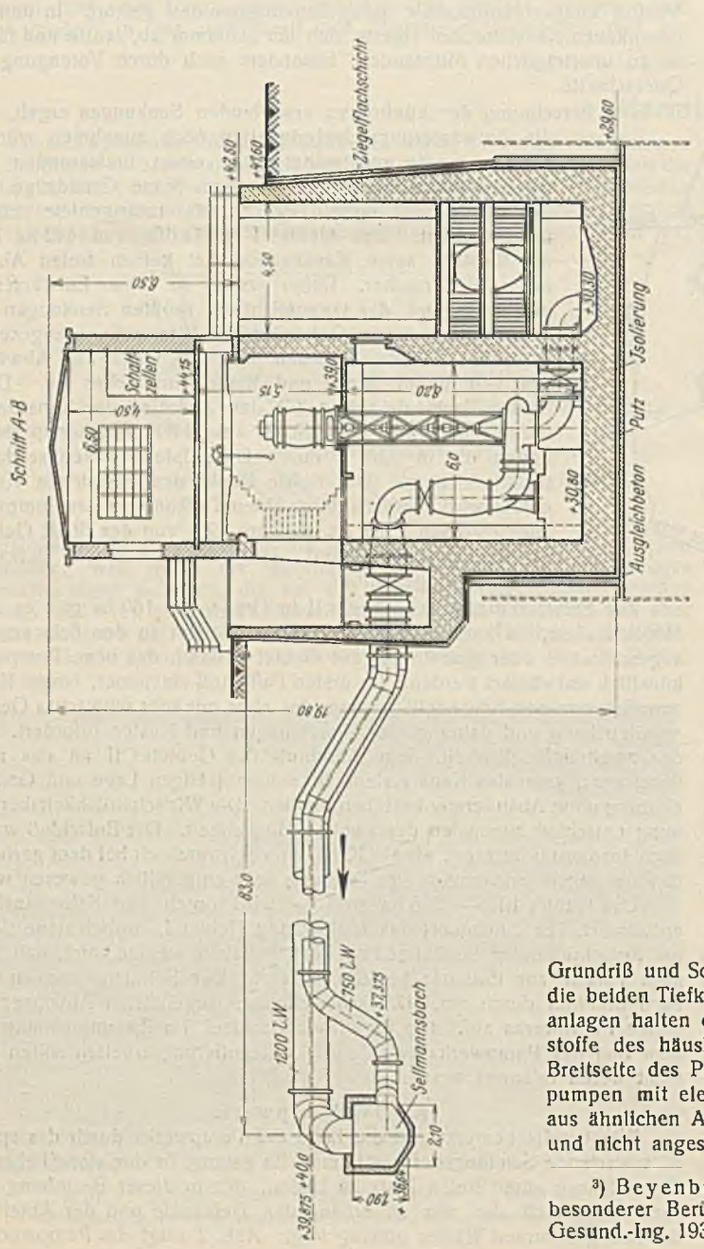
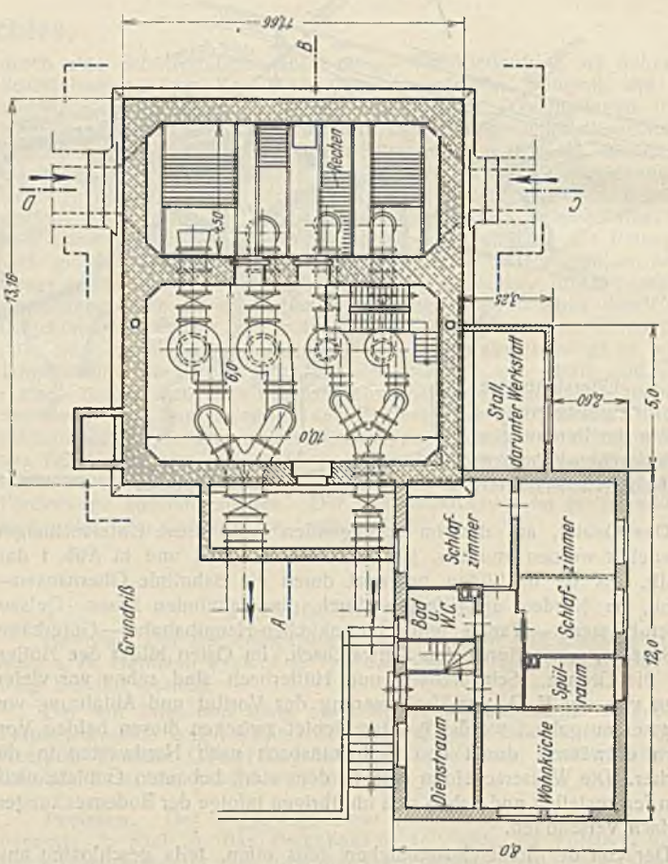


Abb. 2. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck.





Grundriß und Schnitten. In den oben offenen Pumpensumpf münden an den Schmalseiten die beiden Tiefkanäle von Osten und Westen etwa 8,5 m unter Gelände ein. Große Rechenanlagen halten die groben Sperrstoffe von den Pumpen zurück; die gewöhnlichen Schmutzstoffe des häuslichen Abwassers werden von den Pumpen mit gefördert. An die eine Breitseite des Pumpensumpfes schließt sich ein Pumpenraum für vier tiefliegende Kreiselpumpen mit elektrischem Antriebe durch stehende Wellen an; diese Anordnung hat den aus ähnlichen Ausführungen bereits bekannten Vorteil, daß die Pumpen stets gefüllt sind und nicht angesaugt zu werden brauchen[3]).

[3]) Beyenburg, Neuere Abwasserpumpwerke, ihre Errichtung und ihr Betrieb mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet, Gesund.-Ing. 1930, Heft 29 vom 19. Juli.

Abb. 3. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Blick in den Motorenraum.

Die tiefe Lage des Bauwerks unter Gelände ermöglichte es, alle Betriebsanlagen auf drei Stockwerke zu verteilen und die Grundfläche auf das Maß von rund 10 × 6,5 m zu beschränken. Während bei früheren Pumpwerken die Motoren, Transformatoren, Schaltanlagen auf einem gemeinsamen Flur über dem Pumpenraum angeordnet waren und viel Platz beanspruchten, wurden sie hier auf zwei Geschosse so verteilt, daß im ersten Geschoß über dem Pumpenkeller nur die Motoren und ein Transformator, im zweiten darüber die Schaltzellen sowie die selbsttätige Druckluftsteueranlage untergebracht sind (Schnitt *A—B*). Der Fußboden des obersten Geschosses besitzt in der Mitte eine durch ein Geländer abgeschlossene Öffnung von 2,5 × 1,5 m, durch die man die Motoren im unteren Geschoß überblicken kann. Treppenanlagen verbinden alle drei Geschosse.

B. Die Pumpen.

Die beiden kleinen Pumpen fördern in eine Druckrohrleitung von 750 mm Durchm., die beiden großen in eine solche von 1200 mm Durchm. Die Hauptabsperrvorrichtungen der Druckrohre befinden sich in einem besonderen, oben offenen Schacht, der vom Hauptbauwerk ausgekragt und vom Motorengeschoß zugänglich ist. Die Saugrohre der Pumpen können ebenfalls durch Schieber im Pumpenkeller abgeschlossen werden. Schnitt *A—B* zeigt die Führung der Druckrohre bis zu ihrer Einmündung in den Kanal des Sellmannsbaches.

Pumpen- und Motorenleistung sind nachstehend zusammengestellt.

Pumpen			Motoren	
Nr.	l/sek	H_{max}	PS rd.	Spannung V
1	500	7,5	82	380
2	500	7,5	82	380
3	1250	6,5	190	5000
4	1250	6,5	190	5000

Der Strom wird als Drehstrom von 5000 V Spannung geliefert. Die beiden großen Motoren laufen mit dieser Spannung, die beiden kleinen mit 380 V. Der hierfür erforderliche Transformator ist im Motorengeschoß untergebracht. Die Pumpen wurden von Frerichs, Osterholz-Scharmbeck, die Motoren von den Maffey-Schwartzkopff-Werken, Berlin, geliefert; sie werden selbsttätig durch eine Druckluftsteueranlage in Betrieb gesetzt.

Abb. 4. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Grundwasserabsenkung und Abrammen der Baugrube.

Die hierfür erforderlichen Apparate sind im obersten Geschoß untergebracht.

Die Aufstellung der Motoren und Pumpen ging so vonstatten, daß die einzelnen Teile in den Schieberaum hinabgelassen und dann durch die große Seitenöffnung im Motorenraum abgesetzt wurden. Die Pumpenteile beförderte der den Motorenraum überspannende Kran weiter durch eine Montageöffnung, die für gewöhnlich durch herausnehmbare Glasprismenrahmen abgedeckt ist, in den Pumpenraum. Abb. 3 zeigt einen Blick in den Motorenraum.

C. Die Bauausführung.

Die Baugrube wurde zunächst bis zum Grundwasserstand auf Ord. + 37,60 NN ausgehoben. Darauf wurde eine Grundwasserabsenkung eingebaut, der Wasserstand auf Ord. + 39,00 NN abgesenkt und der Boden bis auf die Rammebene + 34,24 NN ausgehoben. Die eigentliche Baugrube wurde dann mit 7 m langen, bis auf die ganze Länge eingerammten Stahlspundbohlen Bauart Hoesch Nr. IIa eingefaßt (Abb. 4). Das Rammen geschah durch einen Rammhammer, der an dem Ausleger eines Raupengreifers hing. Die Bohlen konnten ohne besondere Führung, lediglich durch Drahtseilverspannung gehalten, lotrecht eingerammt werden. Den weiteren Boden hob der Raupengreifer aus, nachdem die Spundbohlen am Kopfende gegeneinander ausgesteift waren (Abb. 5). Die Baugrube war vollkommen trocken, da die Spundwände dicht hielten und die Sohle im festen Mergel lag. Die Sohle wurde durch eine Betonschicht ausgeglichen, sodann in geringem Abstande von der Spundwand eine einen Stein starke Ziegelmauer bis Unterkante Aussteifung hochgeführt und an der Innenseite geputzt; den auf diese Weise entstandenen Trog kleidete eine Spezialfirma mit einer mehrlagigen Dichtung aus. Gegen Verletzung beim Betonieren schützte eine Putzschicht. Darauf wurde die Eisenbewehrung geflochten und das Bauwerk in einem Guß bis Unterkante Aussteifung fertiggestellt. Über der Baugrube hing an einem großen Dreibeinkran die Gießrinne, die den ganzen Bau bestreichen konnte. Die Körnung des für den Beton verwendeten Kieses wurde nach einem bereits früher beschriebenen Verfahren[4]) durch Grobkieszusatz von 2 bis 30 mm

[4]) Ramshorn, Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft, Bautechn. 1930, Heft 20.

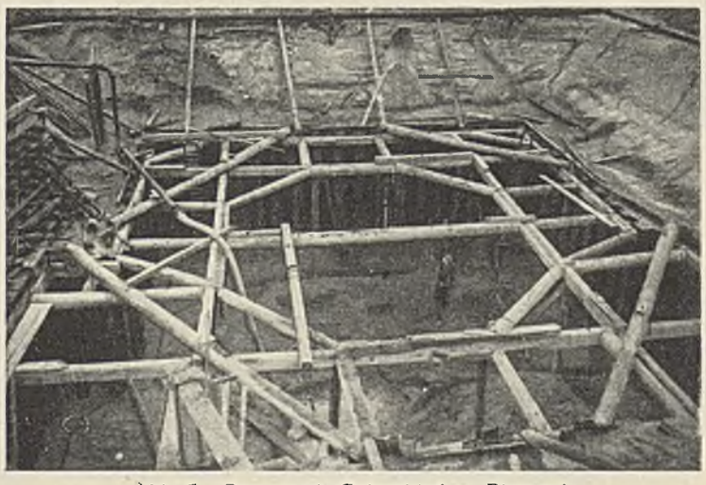


Abb. 5. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Aushub der Baugrube.

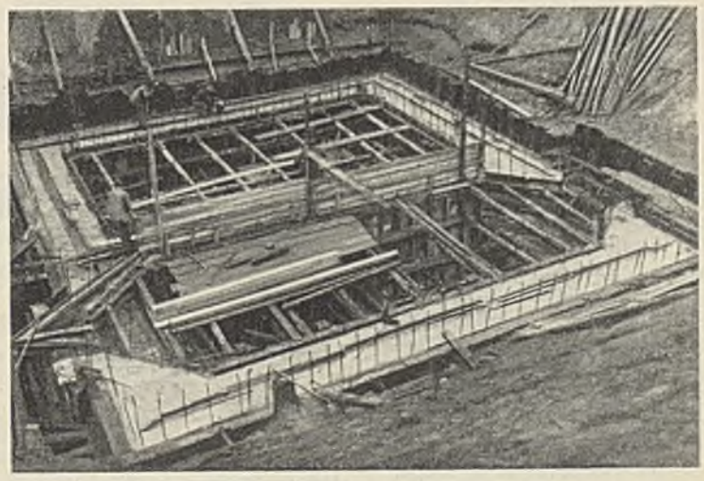


Abb. 6. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Das bis Oberkante Spundwand fertiggestellte Bauwerk.

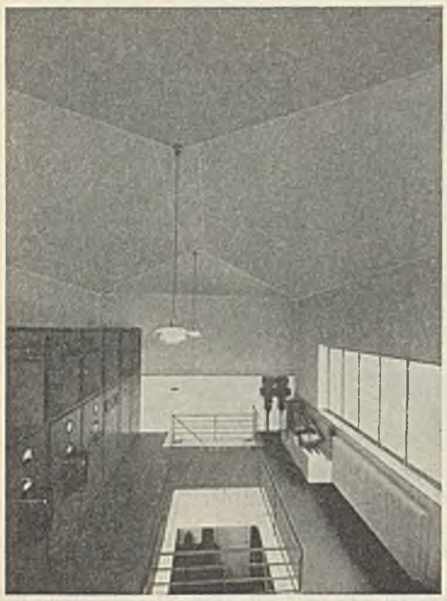


Abb. 7. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Schaltraum mit Faltwerkdach und Durchblick nach dem Motorenraum.

so verbessert, daß die 30 % betragenden Hohlräume des Rheinkieses auf 21 % herabgesetzt wurden. Die Setzprobe durfte bei einer Mischung von 1 : 5 nicht mehr als 10 bis 12 cm Setzmaß ergeben; der Füllungsgrad $\left(\frac{\text{Kittmasse des Betons}}{\text{Hohlräume des Kieses}}\right)$ errechnete sich zu 1,4.

Nach vorschriftsmäßiger Erhärtung des Betons wurde die Versteifung herausgenommen, nachdem die Zwischenräume zwischen Bauwerk und Spundwänden mit Boden ausgestampft waren. Abbild. 6 zeigt diesen Zustand. Im Vordergrunde sieht man den Pumpensumpf mit den ausgesparten Einmündungen für die beiden Tiefkanäle. Die weitere Ausführung geschah in der üblichen Weise. Die Dichtung des Bauwerkteiles oberhalb der Spundwandaussteifung wurde erst nach Fertigstellung aller Betonarbeiten aufgebracht, wobei auf einen sorgfältigen Anschluß an die bereits ausgeführte Dichtung geachtet wurde. Am Schluß der Bauarbeiten wurden die Spundwände gezogen, was einige Schwierigkeiten bereitete, da versehentlich die Bohlen mit der Nut voraus gerammt waren und der in diese eingepreßte Boden die Reibung stark erhöhte.

Der im Boden liegende Teil des Bauwerks ist in Eisenbeton ausgeführt und als Rahmen mit waagerechter Bewehrung berechnet. Mit Rücksicht auf Bergsenkungen wurde hierbei ein Freiliegen eines Teiles der Sohle angenommen.

An das Pumpwerk ist eine Wohnung für den Wärter angebaut. Sie enthält eine Wohnküche mit Kochnische sowie zwei Schlafzimmer. Außerdem ist noch ein Dienstraum, der vom Eingangsflur besonders zugänglich ist, vorhanden; er dient auch zur Unterbringung der Vertretung des Wärters in Krankheits- und Urlaubsfällen. Im Keller sind außer den erforderlichen Wirtschaftsräumen noch ein Trockenraum sowie die Heizung für das Pumpwerk untergebracht, ferner in einem Kelleranbau eine Werkstatt, über der sich ein Stall befindet. Der Pumpenwärter kann bei schlechter Witterung durch den Heizkeller zur Werkstatt und von dort in den Motorenraum des Pumpwerks gelangen.

Der Hochbau ist in Ziegelmauerwerk ausgeführt und mit Klinkern unter Zwischenschaltung einer Luftschicht verblendet. Da, wo Klinkerverblendung und Mauerwerk einander berührten, z. B. an den Türen und Fenstern, wurde eine sorgfältige Dichtung zwischengelegt. Das Betondach des Maschinenhauses wurde als pfettenloses Faltdach nach der Berechnung von Dr.-Ing. Craemer, Frankfurt, ausgeführt. Abb. 7 zeigt eine Innenansicht des obersten Geschosses mit dem Faltdach. Das Wohnhaus besitzt ein Holzdach und ist doppellagig abgedeckt. Abb. 8 zeigt den Bau nach der Fertigstellung.

Abb. 8. Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck. Gesamtansicht.

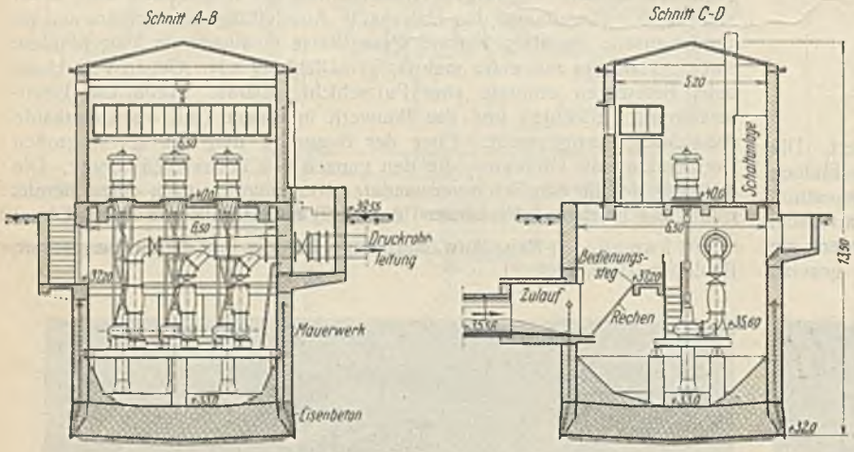
Es kostete:

das Pumpwerk (Massivbau) . .	165000 RM
das Wohnhaus mit Werkstatt . .	15300 „
die Maschinenanlage	100000 „
die Druckrohrleitung	19700 „
zus. rd.	300000 RM

Den im Boden liegenden Teil des Pumpwerks führte die Firma Holzmann & Co., Düsseldorf, den Hochbau die Firma Stecker & Roggel, Gelsenkirchen aus. Die architektonische Gestaltung stammt von Professor Dr.-Ing. ehr. Alfred Fischer, Essen.

II. Pumpwerk Gelsenkirchen-Hessler.

Das zweite im Stadtgebiete von Gelsenkirchen errichtete Pumpwerk liegt im Stadtteil Hessler. Sein Einzugsgebiet ist 82 ha groß und schließt sich nach Westen an das Pumpwerk Gelsenkirchen-Bismarck an (Abb. 1). Bisher entwässerte der Stadtteil Hessler durch einen großen Kanal in der Grundstraße nach dem bereits erwähnten Schwarzbach. In den letzten Jahren verschlechterte sich das Gefälle dieses Kanals infolge von Bodensenkungen immer mehr, bis schließlich streckenweise Gegengefälle eintrat. Der Schwarzbach staute daher schon bei mittleren Wasserständen weit in das Kanalnetz hinein; bei Hochwasser war die Vorflut ganz unterbunden; Keller wurden unter Wasser gesetzt. Eine Vertiefung des Schwarzbaches zur Verbesserung der Vorflut war nicht mehr möglich. Da ferner feststand, daß in Zukunft noch weiter ungünstige Veränderungen der Geländehöhen zu erwarten waren, blieb nichts anderes übrig, als künstlich durch Errichtung eines Pumpwerks Vorflut zu schaffen. Das Pumpwerk wurde auch in diesem Falle wieder an die Stelle gelegt, die voraussichtlich am tiefsten sinken wird, und gleichzeitig so, daß das vorhandene Kanalnetz ohne Umlegung bestehen bleiben kann; nur ein kurzer Stichkanal verbindet es mit dem Pumpwerk. Der Hauptkanal in der Grundstraße wird nach Inbetriebnahme des Pumpwerks an der Mündung in den Schwarzbach zugemauert; durch die künftigen Senkungen kehrt sich allmählich sein Gefälle in Richtung zum Pumpwerk um. Das hochgepumpte Wasser wird dem Schwarzbach durch eine Druckrohrleitung aus Schleuderbeton zugeführt. Ihre Lage im Gelände paßt sich etwa dem Kanal in der Grundstraße an (s. Abb. 1).



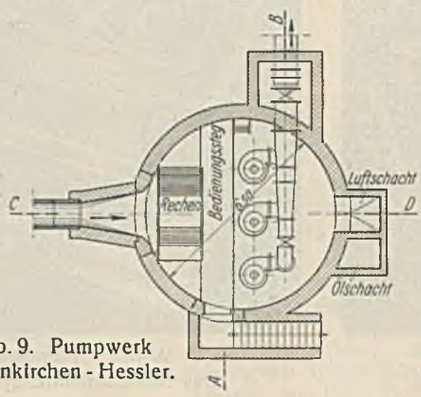


Abb. 9. Pumpwerk Gelsenkirchen-Hessler.

A. Das Pumpwerk.

Der Pumpenraum wurde als Senkbrunnen von 6,50 m Durchm. ausgeführt, und zwar der Brunnenkranz in Eisenbeton, der Brunnen in Klinkermauerwerk. Die erforderlichen Schächte für Treppen, Schieber, Licht und Ablauföl aus den Schaltzellen sind mit dem Brunnenmauerwerk fest verbunden. Der Zulaufkanal, der den tiefsten Punkt des Kanalsystems mit dem Pumpwerk verbindet, ist vor der Einmündung in den Brunnen trichterartig verbreitert. Grobe Sperrstoffe werden durch einen im Brunnen liegenden Rechen zurückgehalten; dieser ist von dem im Brunnen liegenden Eisenbetonlaufsteg

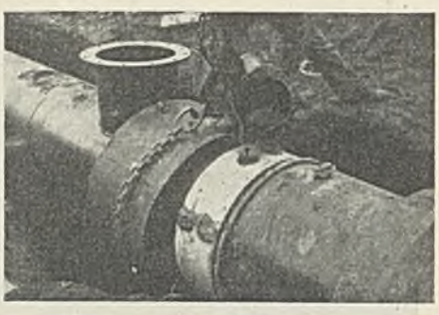


Abb. 12. Pumpwerk Gelsenkirchen-Hessler. Versiegeln des Überschieberinges mit der Eisenrohrleitung.

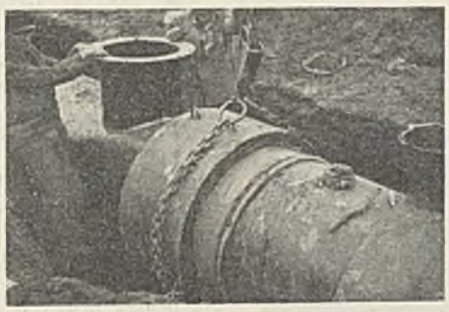


Abb. 13. Pumpwerk Gelsenkirchen-Hessler. Aufbringen der Überschiebemuffe.

Abb. 14. Pumpwerk Gelsenkirchen-Hessler. Fertiggestellte Verbindung zwischen Beton und Eisenrohr.

aus leicht zu reinigen. Das in verhältnismäßig geringem Umfang anfallende Rechengut wird über die Treppe nach oben befördert oder durch eine über Gelände befindliche segmentförmige Öffnung des Brunnens herausgezogen. Diese auch für die Entlüftung sehr wichtige Öffnung — die Dämpfe des warmen Abwassers steigen bei nicht genügender Entlüftung in den Motorenraum — wurde durch Zurückverlegen der einen Außenwand des Motorenraumes geschaffen. Die Anordnung der für das einwandfreie Arbeiten der Pumpen unbedingt erforderlichen Rechenanlage im Brunnen selbst ist außerordentlich kostensparend gegenüber früheren Ausführungen, wo die Rechen in einem besonderen, tiefen Schacht außerhalb des Pumpenbrunnens lagen. Der Eisenbetonsteg trägt nach der Innenseite des Brunnens zu noch ein 1,20 m hohes Schutzgitter, das bei sehr hoch ansteigendem Wasser ebenfalls als Schutzrechen wirkt.

Der Brunnen ist durch eine Eisenbetondecke gegen den Motorenraum abgeschlossen. In diesem befinden sich die Motoren nebst den erforderlichen elektrischen Einrichtungen.

Die Maschinen. Die erforderliche Höchstleistung des Pumpwerks wurde zu 1 m³/sek errechnet und gleichmäßig auf drei Pumpen verteilt. Diese sind auch bei dieser Anlage tief im Brunnen gelagert und werden durch stehende Wellen angetrieben. Die Motoren schalten sich selbsttätig durch eine Druckluftsteueranlage ein und laufen mit 1000 V Spannung. Sie wurden vom Sachsenwerk in Dresden geliefert. Die Pumpen stellte die Maschinenfabrik Balke AG in Bochum her. Abb. 9 zeigt die bauliche Durchbildung des Pumpwerks und die Anordnung der Maschinen.

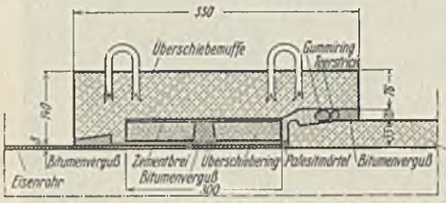


Abb. 11. Verbindung zwischen Eisenrohr und Eisenbetonrohr.

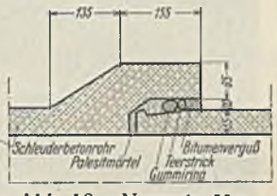


Abb. 10. Normale Verbindung der Schleuderbetonrohre.

Druckrohrleitung. Die nach dem Schwarzbach hinführende Druckrohrleitung hat 800 mm Durchm. und ist rd. 860 m lang. Sie besteht aus 3,60 m langen Schleuderbetonmuffenrohren, die nach Bauart Vianini von der Firma Carstanjen & Co., Duisburg, hergestellt und über rd. 50 km Landweg auf Lastwagen zur Baustelle gefahren wurden. Ihre Verwendung ergab rd. 8000 RM Ersparnisse gegenüber Eisenrohren, entsprechend 20% der Baustoff- und Verlegungskosten. Starke Krümmungen am Anschluß der Leitung beim Pumpwerk und auf der Strecke, ferner bei einer Unterdükerung fremder Leitungen wurden in Eisenrohren ausgeführt. Besondere Aufmerksamkeit war den Rohrverbindungen mit Rücksicht auf die infolge des Bergbaues zu erwartenden Zerrungen und Pressungen im Erdreich zu widmen. Die sonst übliche Muffenverbindung mit Teerstrich und Zementverguß konnte mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bewegungen hier nicht angewendet werden. Abb. 10 zeigt die hier ausgeführte normale Verbindung. Die Muffen haben eine Tiefe von 155 mm; das Schwanzende wird jedoch nur 145 mm eingeführt, es bleibt also ein Zwischenraum von 10 mm. Die Dichtung geschieht hauptsächlich durch einen Gummiring, der vor dem Verlegen auf das Schwanzende stramm aufgepaßt wird und sich beim Einführen in die Muffe auf das keilförmig ausgebildete Schwanzende aufschiebt und dabei stark zusammengepreßt wird. Eine wulstartige Erhöhung verhindert das Ablaufen des Ringes. Die beiderseits des Gummiringes verbleibenden Hohlräume werden teils mit Bitumen vergossen (Außenseite), teils mit dem Spezialmuffenkitt Palesit ausgefüllt (Innenseite); der letztere wird vor dem Zusammenschieben der Rohre in reichlicher Menge vor dem Gummiring auf der wulstartigen Erhöhung sowie an der schrägen Wandung der Muffe aufgebracht. Der durch die Bewegung des Gummiringes auf der schiefen Ebene des Schwanzendes beim Zusammenschieben der Rohre entstehende freie Raum wird durch den nachdrückenden Kitt vollkommen ausgefüllt. Vor dem Gummiring wird sodann ein platt geschlagener Teerstrick eingestemmt und schließlich der nach außen verbleibende Hohlraum mit Bitumen unter Zuhilfenahme einer Gußschelle vergossen. Der 10 mm breite Raum zwischen den einzelnen Rohren wird von innen ausgespachtelt.

Die Verbindung zwischen Eisen- und Betonrohr ist auf Abb. 11 dargestellt. Über das Ende des Eisenrohres wird eine aus zwei Einzelringen bestehende Eisenbetonmuffe von gleichen Abmessungen wie die der normalen Schleuderbetonrohre geschoben und mit dem Eisenrohr durch Bitumenverguß dicht und elastisch verbunden. Diese Eisenbetonmuffe wird mit dem Schwanzende des anschließenden Schleuderbetonrohres in der bereits beschriebenen Weise verbunden. Die Eisenbetonmuffe wird in zwei Arbeitsvorgängen aufgebracht, und zwar zuerst der innere Überschiebering. Der Zwischenraum zwischen diesem und dem Eisenrohr wird mit Bitumen ausgegossen.

Abb. 12 zeigt diesen Arbeitsvorgang. Die eigentliche Überschiebemuffe hängt im Kettenzug. Im Vordergrunde liegt das Schleuderbetonrohr, im Hintergrunde das anzuschließende Eisenrohr mit einer Einsteigeöffnung. Im Bilde rechts vor dem Überschiebering liegt auf dem Schwanzende des Eisenbetonrohres der Gummidichtungsring. In Abb. 13 wird die Überschiebemuffe über den mit Zementbrei bestrichenen Überschiebering geschoben. Ein Ausgießen ist wegen des geringen Zwischenraumes der beiden Muffenteile nicht möglich. In Abb. 14 wird die Überschiebemuffe durch Holzstempel in ihre endgültige Lage gepreßt. Schließlich wird die schwalbenschwanzförmige Aussparung der Überschiebemuffe gegen das Eisenrohr mit Bitumen ausgegossen.

Es kosteten:

das Brunnen- und Motorenhaus	rd.	20 000 RM
die Pumpen		20 000 „
die Motoren und die Hochspannungsanlage . .		15 000 „
die Druckrohrleitung		28 000 „
das Verlegen der Druckrohrleitung		15 000 „
	zus. rd.	98 000 RM.

Das Pumpwerk wurde von der Firma H. Hagen, Hamborn, gebaut; die Druckrohrleitung verlegten die Firmen Stecker & Roggel, Gelsenkirchen, und Fritz Hirsch, Essen-Bredeney, in Arbeitsgemeinschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau des Lungwitzbachviaduktes in Glauchau.

Von Reichsbahnrat Max Welte, Glauchau.

Am Ostende des Bahnhofs Glauchau führen zwei Wölbbrücken über das Lungwitztal, von denen die südliche mit sechs Öffnungen im Jahre 1856 für die Eisenbahnlinie Dresden—Werdau und die nördliche mit vier Bogen im Jahre 1874 für die Muldentalbahn erbaut wurde (Abb. 1). Beide sind zweigleisig angelegt und waren aus den in der Umgebung von Glauchau vorkommenden Gesteinsarten, hauptsächlich Phyllitschiefer, hergestellt worden. Da die Brücken den damaligen Zeitverhältnissen entsprechend keinerlei Abdichtung aufweisen, haben sie durch die Einwirkung des Regens, durch Frost und Hitze sehr gelitten (Abb. 2). Sie haben ferner durch die stark gestiegenen Belastungen derartige Schäden erfahren, daß man sich im Jahre 1931 zu ihrer vollständigen Erneuerung entschließen mußte. Mit den Arbeiten wurde Anfang 1932 begonnen. Da gleichzeitig der Umbau des Bahnhofs Glauchau die Herstellung güterzuglanger Gleise bedingte, die nur durch eine Verlängerung der Gleisanlagen nach Osten zu zu erreichen war, machte sich auch eine Verlegung der Einführung der Muldentalbahn in den Bahnhof Glauchau erforderlich, so daß

Abb. 1. Ansicht der beiden alten Brücken.

nunmehr an Stelle der beiden alten, zweigleisigen Brücken eine einheitliche viergleisige Brücke errichtet wird. Gewählt wurde eine Eisenbetonbogenbrücke mit nur zwei Öffnungen von je 29,26 m Lichtweite und 6,48 m Pfeilhöhe. Die Brückenbogen sind im Scheitel 67 cm und an den Kämpfern 112 cm dick. Eine Öffnung dient zur Durchführung des Lungwitzbaches (rd. 42 m² Hochwasserprofil), die andere ist für den Kommunikationsweg Niederlungwitz—Reinholdshain und die Autofernstraße Westsachsen—Ostthüringen bestimmt.

Der neue Viadukt muß wegen Aufrechterhaltung des Betriebes in drei Abschnitten erbaut werden, von denen der mittelste, der zuerst herzustellen ist und der zwei Gleise aufzunehmen hat, gerade noch zwischen den beiden alten Brücken Platz finden konnte. Nach Überleitung des Betriebes auf die beiden neuen Gleise werden die alten Brücken abgebrochen, und dann wird im zweiten und dritten Bauabschnitt der neue Viadukt beiderseits um ein Gleis verbreitert. Die drei Einzelbrücken sind 4,8 m, 10,75 m und 6,40 m breit.

Die Untersuchung des Grundwassers ergab einen Gehalt an SO_3, der zwar mäßig war, aber doch besondere Schutzmaßnahmen für den Grundbeton nötig machte. Der Gründungskörper ist deshalb mit einer ein Stein dicken Klinkerschicht in Tonerdezement bis 1 m über dem höchsten Grundwasserstand ummantelt worden.

Die Grundgrabungsarbeiten gestalteten sich zum Teil ziemlich

Abb. 4. Abfangung des Bahnkörpers zwischen den beiden alten Brücken.

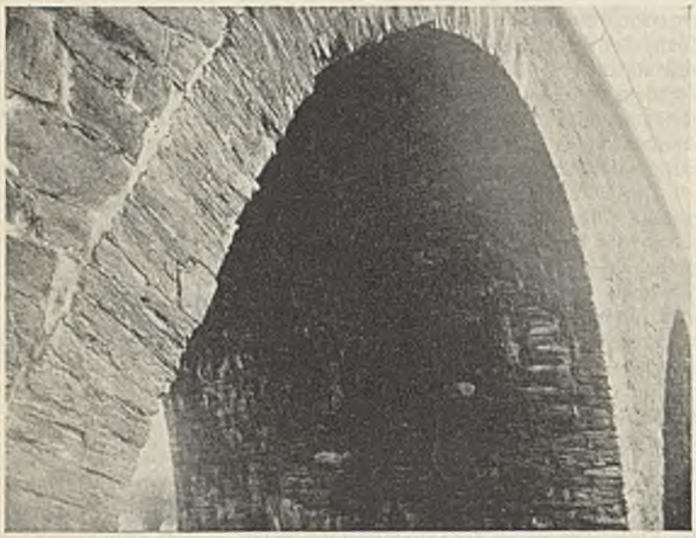


Abb. 2. Blick auf das schadhafte Mauerwerk.

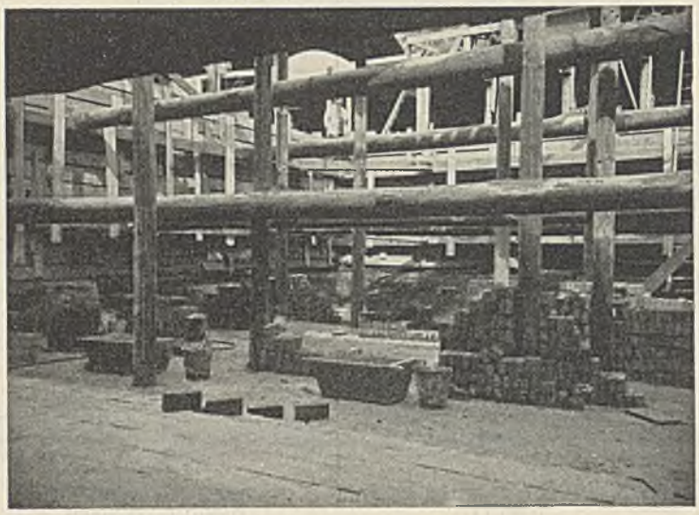


Abb. 3. Abstelfung der Baugrube.

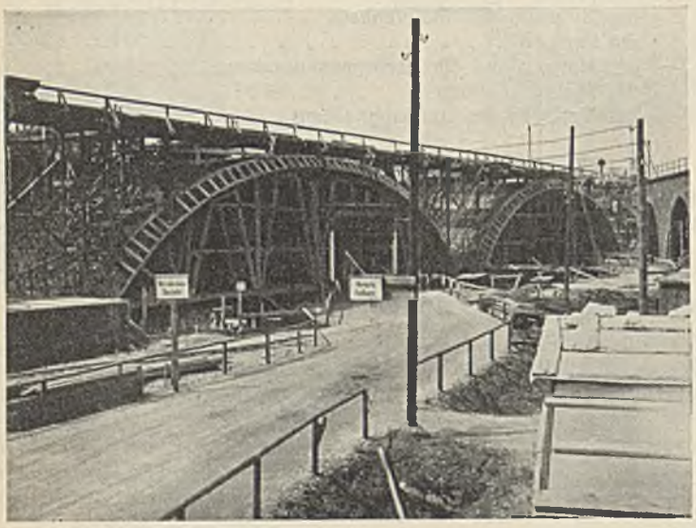


Abb. 5. Lehrgerüst.

Abb. 8. Fertige Bogen des ersten Bauabschnittes.

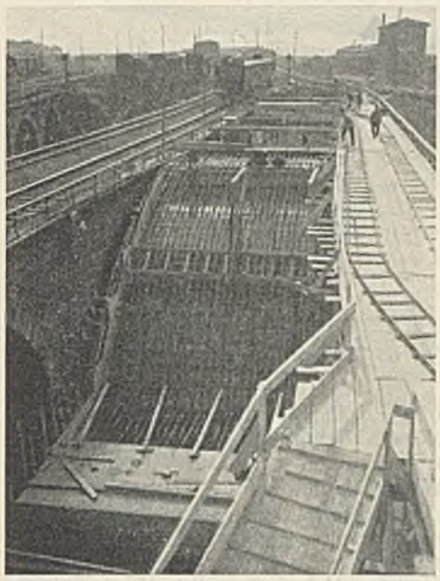


Abb. 6. Eisenbewehrung der Gewölbe.

schwierig, da zwei stark wasserführende Schichten, davon eine in Schwemmsand, zu durchdringen waren, ehe in durchschnittlich 5 m Tiefe fester Baugrund (Rotliegendes) erreicht wurde. Die Baugrube mußte deshalb besonders sorgfältig abgesteift werden (Abb. 3).

Noch schwieriger gestaltete sich bei etwa 12 m freier Höhe und in unmittelbarer Nähe der Betriebsgleise die Abfangung des Erdreichs beim Niederbringen des zweiten Widerlagers, das den Raum zwischen den Endwiderlagern der beiden alten Brücken gerade ausfüllte. Hier wurden zunächst etwa 15 m lange Schienen eingerammt und nach dem Bahnhof Glauchau zu mit Drahtseilen verankert. Dann wurde die die beiden Brücken verbindende Futtermauer abgebrochen. Der Abteufung folgend wurden zwischen den Schienen Bohlen eingezogen und drei starke I-Träger von Brücke zu Brücke eingespannt, die durch doppelte Sprengwerke gegen das Mauerwerk verspreizt worden sind (Abb. 4). Diese Ausführung hat Senkungen der benachbarten Betriebsgleise verhütet und auch einem vierzehntägigen Landregen standgehalten.

Abb. 5 zeigt das Lehrgerüst und Abb. 6 die Bewehrung der Bogen und die Förderanlage für den Beton. Es wurde in fünf Abschnitten betoniert, zunächst über dem Scheitel, dann an den Kämpfern und zuletzt an den beiden Zwischenstücken. Um in keinem dieser Abschnitte Arbeitsfugen eintreten zu lassen, wurde ununterbrochener Betrieb eingerichtet, also auch nachts bei elektrischer Beleuchtung gearbeitet (Abb. 7). Abb. 8 zeigt die fertiggestellten Bogen des ersten Bauabschnitts.

Der zweite Bauabschnitt wurde im Herbst 1932 fertiggestellt. Der dritte Bauabschnitt kann wegen der übrigen Bauarbeiten, Dammschüttungen, Wegeverlegungen u. dgl. erst im Jahre 1933 in Angriff genommen werden.

Abb. 7. Künstliche Beleuchtung der Baustelle.

Der Gesamteindruck der fertigen Brücke ist aus Abb. 9 zu ersehen.

Die Ausführung ist einer Arbeitsgemeinschaft übertragen, die sich aus folgenden Firmen zusammensetzt: Carl Brandt, Dresden, C. Brömme, Leipzig, Dyckerhoff & Widmann, Dresden, Max Pommer, Leipzig, und Max Gotthilf Richter, Kammerling & Co., Leipzig. Die Erdarbeiten und Wegeverlegungen werden von der Firma Albin Neumann in Leipzig ausgeführt.

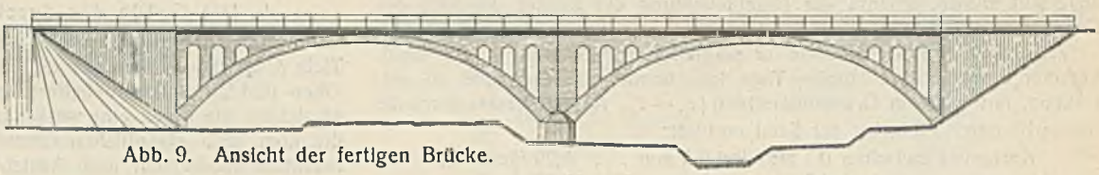


Abb. 9. Ansicht der fertigen Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Privatdozent an der Technischen Hochschule Danzig.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.)

I. Allgemeine Grundlagen.

Eines der wichtigsten Probleme der Hydromechanik, das bis heute noch keine allgemein befriedigende Lösung gefunden hat, ist die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten, z. B. im Sande. Bereits im Jahre 1856 ermittelte Darcy[1]) auf Grund von Filterversuchen ein Gesetz, das allerdings schon zwei Jahre später von Bornemann[2]) angezweifelt wurde. In den darauffolgenden Jahrzehnten wurde häufig versucht, durch Ermittlung von analytisch abgeleiteten oder auf Grund von Versuchen bestimmten Abflußformeln der Lösung dieses Abflußproblems näher zu kommen. Von den Forschern, die sich mit diesem Problem beschäftigt haben (u. a. Forchheimer, Krey, Kröber, Kyrieleis, Thiem und besonders Smrecker), bejahen die einen, wenn auch bedingt, das Darcysche Gesetz, während es die anderen ablehnen. Die Versuchsergebnisse, die aus den im folgenden beschriebenen Versuchen gewonnen wurden, erfuhren aus diesem Grunde die verschiedenartigste Auswertung. Durch dieses Verfahren schälten sich am Ende der Untersuchung die Faktoren heraus, von denen die Grundwasserbewegung abhängig ist. Es soll hier demnach nicht z. B. der Durchlässigkeitsbeiwert einer bestimmten Sandsorte ermittelt, sondern allgemein der Versuch unternommen werden, die Gesetze der Grundwasserbewegung zu erforschen. Der Versuchssand war aus diesem Grunde, wie folgende Gewichtsanalyse zeigt, so gewählt, daß Korngrößen unter 0,5 mm, die gegebenenfalls durch die Wasserbewegung fortbewegt würden, nur in geringem Maße vorhanden waren. Bei dieser Wahl wurde bewußt von der Naturähnlichkeit der Bodenzusammensetzung abgegangen, um eindeutige und klare Strömungsvorgänge zu erhalten. Dürfte doch in der Natur kaum eine wasserführende Bodenschicht vorhanden sein, die in ihrer ganzen Dicke einigermaßen gleiche Kornzusammensetzung besitzt und damit eine gleichmäßige Wasserbewegung zur Folge hat.

Für wasserbauliche Grundwasseruntersuchungen sind von den verschiedenen Versuchsanordnungen zwei charakteristische zu nennen, nämlich die „Trogversuche" und die „Röhrenversuche". Als Versuchsanordnung wurde die erstere gewählt, da bei ihr der Grundwasserspiegel und die Absenkungsfläche unmittelbar erzeugt wird und sofort ermittelt werden kann. Außerdem standen diesen Versuchen die Erfahrungen bei Übungsversuchen der Studierenden der Technischen Hochschule Danzig in der Versuchsanstalt für Wasserbau, die Prof. Dr.-Ing. R. Winkel vor Jahren in den Unterricht einführte, zur Verfügung. In neuester Zeit z. B. ermittelte Bock[3]) auch durch „Trogversuche" den Durchlässigkeitsbeiwert verschiedener eingeschlämmter und eingestampfter Sande.

II. Die Versuchseinrichtungen und Versuchsunterlagen.

Der sogenannte „Trog" besteht aus einem durch Holz versteiften Blechkasten, der durch zwei Messingsiebe in drei Kammern geteilt wird. Zwischen den beiden Sieben, deren Maschenweite 1 mm betrug, befand sich als wasserführende Bodenschicht die Sandmasse (Abb. 1). Der Boden des Kastens stellt dann die undurchlässige Schicht dar. Er wurde genau waagerecht eingestellt, so daß der Anfangs- und der Endquerschnitt der Sandmasse die gleiche geodätische Höhe besaß. Eine der beiden Seitenkammern kann als Oberwasser- und die andere als Unterwasserbehälter eingerichtet werden. Die eine Längswand des Grundwasserkastens war aus großen Glasscheiben gebildet, so daß die Durchfeuchtung der über dem Grundwasserspiegel befindlichen Sandschicht unmittelbar beobachtet werden konnte. Die Ausmaße des Versuchskastens waren: Breite $b = 0{,}2$ m, Abstand zwischen den Sieben, demnach die Ausdehnung (Dicke) der Sandschicht $L = 1{,}7$ m, Höhe 0,5 m. Der Boden hatte an 16 Stellen in der Mittellinie Anbohrungen erfahren, an die Messingstutzen angelötet waren. Gummischläuche verbanden sie mit Wasserstandrohren, so daß in jeweils 0,1 m Abstand der Wasserdruck und damit die Größe der

[1]) Darcy, Les Fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris 1856.

[2]) Bornemann, Darcys neue Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Röhren. Zivilingenieur 1858, S. 125.

[3]) Bock, Sickerlinien bei hohen Kanaldämmen. Bautechn. 1932, Heft 20, S. 259.

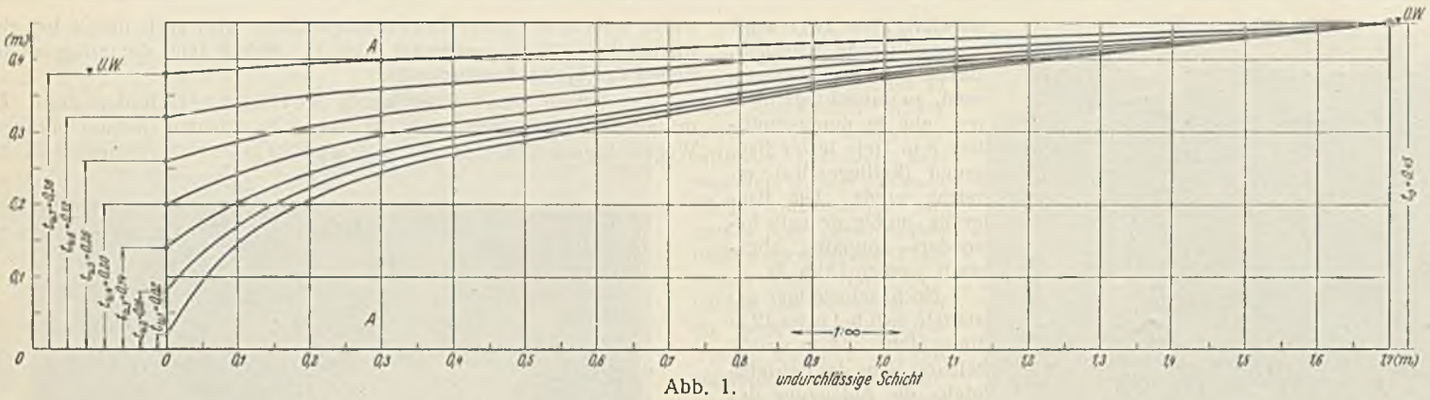


Abb. 1.

Absenkung in der Sandmasse auf $^1/_2$ mm genau abgelesen werden konnte. Die Höhe des Oberwasser- bzw. Unterwasserspiegels konnte mittels Überläufe ebenfalls auf $^1/_2$ mm genau eingestellt und unveränderlich gehalten werden. Die die Sandmasse durchströmende Wassermenge wurde am Unterwasserüberlaufrohr mittels Stoppuhr und Meßglas bestimmt. Die Versuchsdauer betrug jeweils zwei Stunden, da bei einer Reihe von Vorversuchen beobachtet werden konnte, daß nach diesem Zeitraum die Wasserbewegung bei dem vorhandenen Versuchsmaterial ihren vollen Beharrungszustand erreicht hatte. Je feinkörniger das Material ist, um so längere Zeit (oft bis zu 24 Stunden und darüber) wird benötigt, bis dieser Strömungszustand eintritt. In jeder Versuchsreihe wurden die Versuche in derselben Reihenfolge unternommen. Z. B. wurde das Oberwasser auf 0,45 m eingestellt, das Unterwasser betrug beim ersten Versuch 0,02 m, beim zweiten 0,04 m usf. Dadurch, daß das Unterwasser allmählich angestaut wurde, konnte die Durchfeuchtung des Sandes oberhalb der Grundwasseroberfläche durch die Glasscheiben genau verfolgt werden.

Der Sand wurde, nachdem er sorgfältig gesiebt war, in die Sandkammer eingeschüttet. Einige Tage lang wurde, um den Sand zu entstauben, mit größtem Druckunterschied $(t_o - t_u$, Abb. 1) Wasser durch die Masse hindurchgeschickt; der Sand enthielt:

Korngröße zwischen 0 mm und 0,5 mm	. . 0,29	Gew.-%,
„ „ 0,5 „ „ 1,0 „	. . 17,83	„
„ „ 1,0 „ „ 1,5 „	. . 51,90	„
„ „ 1,5 „ „ 2,0 „	. . 24,47	„
„ „ 2,0 „ „ 2,5 „	. . 5,30	„
Siebverlust	. 0,21	„
Zusammen	100,00	Gew.-%.

Drei Viertel der Sandmasse hatten also eine Korngröße zwischen 1 und 2 mm; nur ein verschwindend kleiner Teil kann gegebenenfalls durch die Wasserbewegung mitgespült werden. Durch diese Zusammensetzung wurde eine Verkürzung der Versuchsdauer erreicht und außerdem eine allmähliche Verstopfung der Sandporen verhütet.

Das Porenvolumen α wurde auf folgende Weise bestimmt: Es wurden genau 500 cm³ trockener, entstaubter Sand in einem Meßgefäß abgemessen. Der Sand wurde in dieses lagenweise eingestampft, und zwar unter einem Druck, der ungefähr einer Sandschicht von 0,3 m in der unteren Lage und von 0,1 m in der oberen Lage entspricht. Dadurch erhielt man eine angenähert ähnliche Dichte des Sandmaterials wie in der Sandkammer. In ein anderes Meßgefäß mit genau 500 cm³ Wasser wurde die abgemessene Sandmenge langsam eingeschüttet, das Ganze gut durchgeschüttelt und einige Zeit stehengelassen. Dadurch wurde erreicht, daß nur mehr unbedeutende Luftreste in dem Gemisch von Sand und Wasser vorhanden waren. 500 cm³ Sand und 500 cm³ Wasser ergaben als Mischung nur 820 cm³. Demnach waren in der Sandmenge 180 cm³ Luft enthalten oder das Porenvolumen $\alpha = 0{,}36$. Dieser Versuch wurde mit verschiedenen Sand- und Wassermengen wiederholt. Es ergab sich als Mittelwert für diese Sandzusammensetzung $\alpha = 0{,}36$.

Noch einem anderen Faktor ist bei diesen Untersuchungen die äußerste Sorgfalt zuzuwenden, nämlich der Wassertemperatur. Bei den Versuchen, die im Frühjahr 1932 unternommen wurden, wurde das Wasser unmittelbar der Wasserleitung entnommen. Im Laufe der fortschreitenden Jahreszeit wurde das Leitungswasser immer wärmer und die Temperatur immer unregelmäßiger. Außerdem fehlte die Kenntnis der Beziehung der abfließenden Wassermenge zur Wassertemperatur. Allerdings ist von Krey[4]) ein Wärmebeiwert ϱ ermittelt worden, doch müssen erst Untersuchungen Aufschluß darüber geben, ob und wie der Wärmebeiwert auch auf diese Strömungsvorgänge angewandt werden kann, da ja hier auch noch die Eigentemperatur der Sandmasse von Bedeutung ist. Bei der gleichen Versuchsanordnung wurde bei einer Wassertemperatur von 6° C eine abfließende Wassermenge von 370 cm³/sek für 1 m Breite und bei 13,5° C schon 436 cm³/sek gemessen. Nimmt man nach Krey die Größe des Wärmebeiwerts bei 13,2° C zu 1 an, dann erhält man für die vorstehenden Temperaturverhältnisse $\varrho \approx 0{,}85$ (nach Krey $\varrho \approx 0{,}82$). Aus diesem Grunde wurde versucht, die Temperatur des Wassers konstant zu halten, und zwar auf rd. 13,2° C. Das Wasser wurde nun dem Hochbehälter der Versuchsanstalt entnommen. Es erforderte große Aufmerksamkeit, eine Wassermenge von rd. 20 m³ auf gleicher, gewünschter Temperatur zu halten. Im Frühjahr ist dies verhältnismäßig leicht, während im Sommer das Wasser des Hochbehälters einige Male, oft täglich, durch kälteres Leitungswasser ergänzt werden mußte, bis dieses schließlich selbst eine höhere Temperatur annahm und dadurch die Einstellung der Versuche verursachte. Damit ist auch auf die beste Jahreszeit für die Ausführung solcher Versuche hingewiesen.

[4]) R. Winkel, Ermittlung von Spaltweiten aus der Menge des Sickerwassers und aus dem Druckgefälle. Bautechn. 1931, Heft 14, S. 207.

III. Die Auswertung der Versuchsergebnisse.

1. Die Größe der durchfließenden Wassermenge.

In der Oberwasserkammer wirkt die Wassermasse in ihrer ganzen Tiefe t_0 durch das Sieb auf die Sandschicht ein (Abb. 1). An Stelle des Ober- und Unterwasserbehälters kann man sich zwei Seen oder Flußläufe vorstellen, die durch eine wasserdurchlässige Schicht getrennt sind. Sollte die über dem eigentlichen Grundwasserspiegel sich befindende, durchfeuchtete Sandschicht nach Ansicht verschiedener Forscher auch auf das Wasserabführungsvermögen einwirken, so wird diese Versuchsanordnung auch dieser Annahme gerecht, da unmittelbar am Sieb die Durchfeuchtung der Sandschicht festgestellt werden konnte.

Der Oberwasserspiegel senkt sich in einer mehr oder minder stark gekrümmten Kurve nach dem Unterwasser zu ab. Die Sandschicht wird in ihrer gesamten Dicke bei den Versuchen grundsätzlich als Ganzes betrachtet. Als Druckhöhe h und damit als Gefälle J ist jeweils der Unterschied zwischen t_o und t_u zu verstehen. Da oberhalb des Unterwasserspiegels kein Wasseraustritt (Quelle) beobachtet wurde, wird als wirkender Durchflußquerschnitt der sogenannte „Austrittquerschnitt" $t_u\, b$ angenommen. Sämtliche Auswertungen beziehen sich auf diesen Querschnitt. Der dazugehörige „Eintrittquerschnitt" ist dann $t_o\, b$. Untersucht man zunächst die Beziehung:

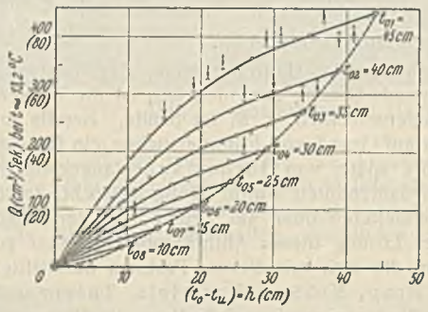


Abb. 2.

(1) $Q = f(t_o - t_u) = f(h)$

aus der gemessenen Wassermenge Q (cm³/sek) und dem Höhenunterschied $(t_o - t_u) = h$ (cm), so erhält man die in Abb. 2 dargestellten Kurven, und zwar ist jeder Oberwasserhöhe t_o eine besondere Kurve (Q-Linie) eigen. Die Klammerwerte bei der Wassermenge beziehen sich auf die Kastenbreite $b = 0{,}2$ m. Die Q-Linien zeigen die Größe der Wassermenge bei einer Wassertemperatur von rd. 13,2° C an, die nach Krey einen Wärmebeiwert von $\varrho = 1$ bedingt. Versuchswerte, die oberhalb bzw. unterhalb der Kurven liegen und mit Pfeilen bezeichnet sind, deuten auf höhere bzw. tiefere Wassertemperaturen während des Versuches hin. Die Endpunkte der Kurven ergeben sich aus den Bedingungen: bei $h = 0$ cm wird $Q = 0$; der Größtwert von Q wird bei $h = 45$ cm und einer Oberwassertiefe $t_o = 45$ cm erreicht, d. h. wenn die Druckhöhe h jeweils gleich der Oberwassertiefe wird. Die Größtwerte bei den einzelnen Oberwassertiefen liegen sehr gut auf einer Kurve (gestrichelt gezeichnet), die nach oben beliebig weit verlängert werden kann, wenn man ihre Gleichung ermittelt. Damit kann aber auch die Q-Linie für jede gewünschte Oberwassertiefe zeichnerisch ermittelt werden. D. h. es besteht ein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen der Wassermenge und dem Druckunterschied vom Ober- zum Unterwasserspiegel.

a) Das Gesetz von Darcy.

Die erste Vergleichsauswertung geschieht nach dem von Darcy durch Versuche gefundenen Filtergesetz. Dieses lautet:

$$Q = C_1 F \cdot h/L. \tag{2}$$

Es bedeutet:

Q die abfließende Wassermenge,
F den Durchflußquerschnitt $t_u\, b$,
h/L das Gefälle J; L ist die Dicke der Sandschicht und bei dieser Versuchsanordnung 1,70 m,
C_1 den Durchlässigkeitsbeiwert; er schließt auch das Porenvolumen α ein.

Durch Umformung erhält man:

$$v = C_1 J \text{ oder } v/J = C_1 = \text{nach Darcy konstant.}$$

Faßt man Versuchswerte mit gleichem Gefälle J zusammen, so können die errechneten C_1-Werte für zwei verschiedene Gefällgrößen in einer Tabelle zusammengestellt werden. (Außerdem werden noch die dazugehörigen Größen t_o und t_u aufgeführt.)

Für $J_1 = 0{,}0118$ wird:

$v/J = C_1 = 0{,}007\,82$ . . . . $t_o = 0{,}45$ m . . . . $t_u = 0{,}43$ m
$v/J = C_1 = 0{,}006\,72$ . . . . $t_o = 0{,}40$ m . . . . $t_u = 0{,}38$ m
$v/J = C_1 = 0{,}006\,83$ . . . . $t_o = 0{,}35$ m . . . . $t_u = 0{,}33$ m
$v/J = C_1 = 0{,}006\,68$ . . . . $t_o = 0{,}30$ m . . . . $t_u = 0{,}28$ m
$v/J = C_1 = 0{,}006\,66$ . . . . $t_o = 0{,}25$ m . . . . $t_u = 0{,}23$ m
$v/J = C_1 = 0{,}006\,62$ (min) $t_o = 0{,}20$ m . . . . $t_u = 0{,}18$ m
$v/J = C_1 = 0{,}007\,85$ . . . . $t_o = 0{,}15$ m . . . . $t_u = 0{,}13$ m
$v/J = C_1 = 0{,}008\,50$ (max) $t_o = 0{,}10$ m . . . . $t_u = 0{,}08$ m

max — min = 0,008 50 — 0,006 62 = 0,001 88.

Für $J_2 = 0{,}1058$ wird:

$v/J = C_1 = 0{,}010\,1$ . . . . $t_o = 0{,}45$ m . . . . $t_u = 0{,}27$ m
$v/J = C_1 = 0{,}009\,79$ (min) $t_o = 0{,}40$ m . . . . $t_u = 0{,}22$ m
$v/J = C_1 = 0{,}010\,71$ . . . . $t_o = 0{,}35$ m . . . . $t_u = 0{,}17$ m
$v/J = C_1 = 0{,}012\,04$ . . . . $t_o = 0{,}30$ m . . . . $t_u = 0{,}12$ m
$v/J = C_1 = 0{,}016\,55$ . . . . $t_o = 0{,}25$ m . . . . $t_u = 0{,}07$ m
$v/J = C_1 = 0{,}047\,70$ (max) $t_o = 0{,}20$ m . . . . $t_u = 0{,}02$ m

max — min = 0,047 70 — 0,009 79 = 0,037 91.

Die C_1-Werte von J_1 und J_2 zeigen sehr große Verschiedenheiten untereinander. Der Unterschied zwischen max C_1 — min C_1 beträgt bei J_1 0,001 88 und bei J_2 0,037 91. Das Gefälle J_2 ist neunmal so groß als J_1, die Differenzen haben dagegen bereits den zwanzigfachen Betrag, d. h. mit großer werdendem Gefälle wird der Unterschied zwischen den C_1-Werten bei gleicher Größe des Gefälles immer bedeutender. Bei Gefällen kleiner als 0,0118 dürfte der Unterschied immer geringer werden.

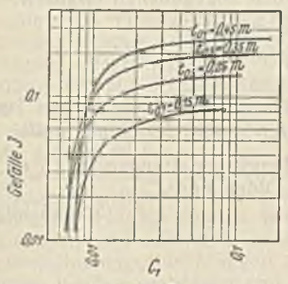


Abb. 3.

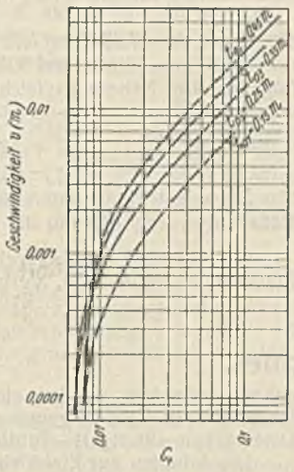


Abb. 4.

Die Mittelwerte von C_1 bei J_1 und J_2 weisen in ihrer Größe bedeutende Abweichungen auf. Es könnte nun daraus gefolgert werden, daß der C_1-Wert von dem Gefälle abhängig ist. Abb. 3 zeigt die Darstellung der Beziehung $C_1 = f(J)$ für vier verschiedene Oberwassertiefen. Jeder Tiefe t_o ist eine besondere C_1-Linie eigen, deren Werte mit größer werdendem J immer bedeutendere Unterschiede voneinander haben. Eine Gesetzmäßigkeit zeigt diese Beziehung nicht, da die einzelnen C_1-Linien sich überschneiden. Als zweite Darstellung wurde die Beziehung $C_1 = f(v)$ gewählt, da bei der Auswertung festgestellt wurde, daß die Durchflußgeschwindigkeit v auch von der Oberwassertiefe t_o abhängig ist. In Abb. 4 wurde diese Beziehung aufgetragen. Jedem t_o entspricht auch hier wieder eine eigene C_1-Linie, nur ist hier die Verschiedenheit der Werte bei einer gleich großen Geschwindigkeit kleiner als bei der vorhergehenden Beziehung. Auch hier überschneiden sich die einzelnen C_1-Linien. Zusammenfassend kann folgendes festgestellt werden:

Das Gesetz von Darcy hat bei diesen Versuchen keine Bestätigung gefunden. Das Verhältnis $v/J = C_1$ ist weder für verschieden große Gefälle konstant, noch ist der C_1-Wert bei einem bestimmten Gefälle für verschiedene Ober- und Unterwassertiefen auch nur angenähert gleich groß. Ebenso ist eine eindeutige Darstellung des C_1-Wertes als Funktion von J bzw. von v nicht möglich. Daß, wie vielfach festgestellt, das Gesetz von Darcy bei sehr kleinen Gefällen gültig ist, ist nur dem Umstande zu danken, daß sich die C_1-Linien mit kleiner werdendem Gefälle einander nähern; doch ist eine Gesetzmäßigkeit nach dieser Beziehung hin nicht zu beobachten[5]).

b) Die Gleichung von Dupuit.

Diese Gleichung lautet für die Sandschicht mit den hier gewählten Bezeichnungen:

$$t_o^2 - t_u^2 = \frac{2\,Q\,L}{b\,C_2}. \tag{3}$$

Die Ableitung erübrigt sich hier, da sie in den meisten Handbüchern mitgeteilt ist[6]). An Hand dieser Gleichung werden in neuerer Zeit die meisten Untersuchungen zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes vorgenommen[7]). Die Versuchsergebnisse wurden auch nach dieser Beziehung hin ausgewertet. Als max C_2 wurde 0,011 67 und als min C_2 wurde 0,006 26 errechnet. Der Unterschied zwischen den beiden Grenzwerten ist zwar noch sehr groß, aber im Verhältnis zur Beziehung a) doch nur ein Bruchteil davon. Wiederum wurde die Beziehung $C_2 = f(J)$ untersucht. Abb. 5

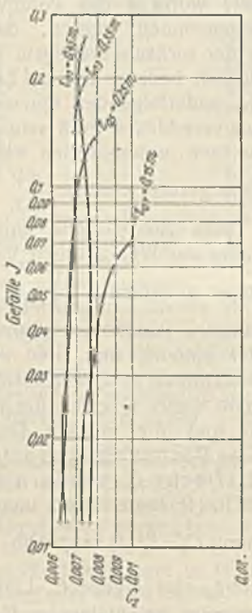


Abb. 5.

zeigt die C_2-Linien für vier verschiedene Oberwassertiefen t_o. Die C_2-Linien ergeben sich durch sinngemäße Verbindung der Versuchsergebnisse. Waren die C-Linien in Abb. 3 Kurven, so stellen sie sich hier bei kleinem Gefälle als „Schlangenlinien" dar, die dann erst bei größerem J im allgemeinen in Kurven übergehen. Eine ähnliche Erscheinung zeigt die Darstellung der Beziehung $C_2 = f(v)$ (Abb. 6). Da sich die C_2-Linien auch hier überschneiden, zeigen diese beiden Darstellungen keine Gesetzmäßigkeit. Das Ergebnis kann wie folgt zusammengefaßt werden:

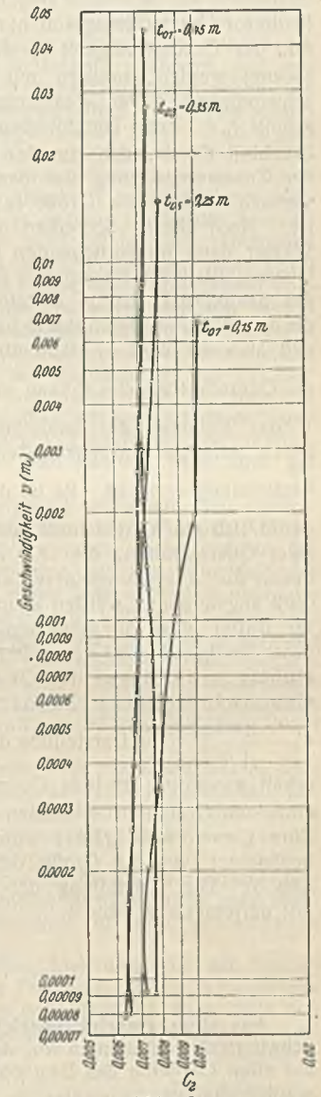


Abb. 6.

Gl. (3) von Dupuit liefert C_2-Werte, die nur als Näherungswerte zu werten sind. Besonders bei kleinen Oberwassertiefen tritt eine bedeutende Vergrößerung der Werte mit größer werdendem J bzw. v ein. Die Unterschiede bei den ermittelten C-Werten sind aber bedeutend

[5]) Kyrieleis-Sichardt, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. 2. Auflage. Berlin 1930, Verlag von Julius Springer. In Abb. 2 u. 3 bringt der Verfasser zwei Abbildungen, aus denen die Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy für verschiedene K-Werte (hier C_1-Werte) hervorgeht.

[6]) S. Fußnote 5. — [7]) S. Fußnote 3.

geringer als die bei Gl. (2) von Darcy. Diese Verminderung wird durch die Berücksichtigung der Größe der Ober- und Unterwassertiefe in der Gleichung verursacht. Eine Gesetzmäßigkeit ist auch bei dieser Gleichung nicht beobachtet worden.

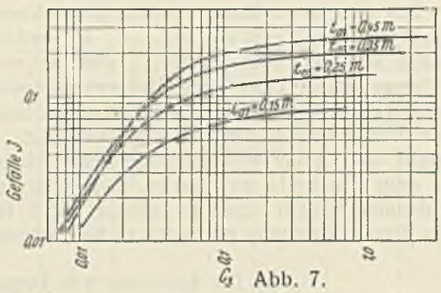


Abb. 7.

c) Die Gleichung von Eytelwein-Chézy.

Diese Gleichung, die meist Ausgangsbeziehung für Geschwindigkeitsformeln oberirdischer Wasserläufe ist, lautet:

$$v = C_3 \sqrt{R\,J}, \tag{4}$$

worin R bei der vorliegenden Versuchsanordnung: $\frac{t_u\, b}{b + 2\, t_u}$ ist.

In dieser Untersuchung soll nun wie in den folgenden nicht mehr mit der Geschwindigkeit v, die aus $Q/t_u\, b$ ermittelt wird, gerechnet werden, sondern mit der tatsächlich auftretenden Geschwindigkeit. Der Wassermasse wird nicht der ganze Querschnitt $t_u\, b$ zum Durchfließen freigegeben, sondern nur ein Bruchteil davon, der von der Korngröße, der Kornlagerung und der Zusammensetzung der Sandschicht abhängig ist. Es wird darum vielfach statt F die Größe (αF) gesetzt, worin α das Porenvolumen ist. Nach dieser Schreibart müßte angenommen werden, daß dem Wasser dann im vorliegenden Falle nur der sechsunddreißigste Teil der Querschnittsfläche freigegeben ist. Tatsächlich bedingt aber die Lagerung der Sandkörner, daß in unmittelbar aufeinanderfolgenden Querschnitten die vorhandenen Durchflußflächen oft ganz verschieden groß sein werden, daß also der Wert $\alpha = 0{,}36$ überschritten bzw. unterschritten wird. Für die Querschnittsfläche F kann mathematisch gesetzt werden: $\frac{dV}{dL}$, worin V das Volumen der Sandschicht also Dicke · Breite · Höhe und L die Dicke bedeutet. In Wirklichkeit wurde aber der Wert α durch Volumenbestimmung ermittelt. Es ist dann richtiger zu setzen: $\frac{\Delta V}{\Delta L}$, d. h. man denkt sich einen Ausschnitt aus dem gesamten Sandkörper begrenzt von zwei Querschnitten, die ΔL voneinander entfernt sind, und zwischen denen die Absenkungskurve, also der durchflossene Querschnitt, gleich groß angenommen werden kann. Innerhalb dieser Querschnitte ist dann im Mittel das Porenvolumen $\alpha = 0{,}36$ und die mittlere Durchflußgeschwindigkeit nicht v, sondern (v/α). Das Porenvolumen ist damit richtiger nicht auf die Querschnittsfläche F, sondern auf die Geschwindigkeit v zu beziehen. Gl. (4) lautet dann umgeformt: $C_3 = \frac{(v/\alpha)}{\sqrt{R\,J}}$. Die Darstellung der Beziehung $C_3 = f(J)$ zeigt Abb. 7. Man erhält wiederum für jede Oberwassertiefe t_o eine eigene C_3-Linie. Die einzelnen C_3-Linien schneiden sich wiederum bei kleinerem Gefälle J. Eine Gesetzmäßigkeit wurde auch bei dieser Beziehung nicht beobachtet (vgl. die Größe der C_3-Werte mit denen der C_1-Werte in Abb. 3). Die Darstellung der Beziehung $C_3 = f(v/\alpha)$ zeigt Ähnlichkeit mit derjenigen in Abb. 4.

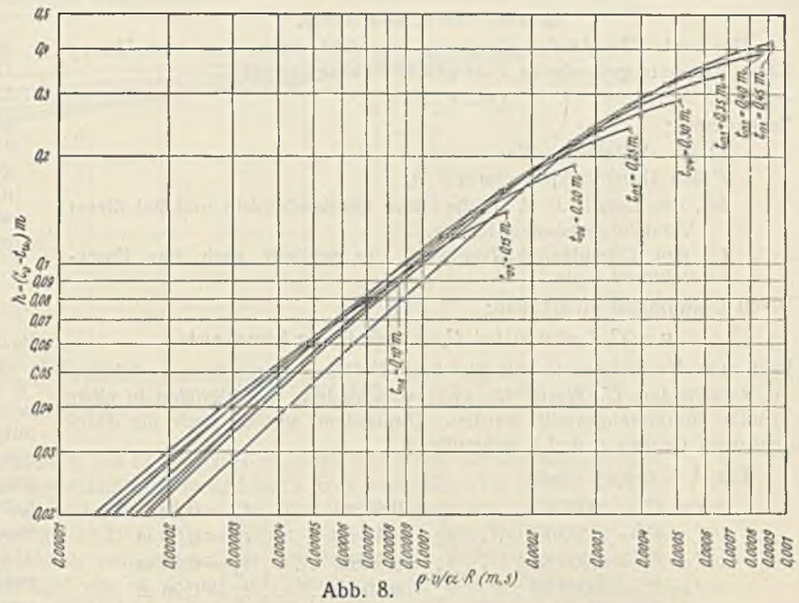


Abb. 8.

d) Die Beziehung zwischen dem Druckhöhenverlust und der Widerstandszahl ζ.

Die Gleichung zwischen diesen beiden Größen lautet:

$$h = \zeta\, L \cdot \frac{U}{F} \cdot \frac{(v/\alpha)^2}{2\,g}\ ^{8)}. \tag{5}$$

Bei dem Durchströmen der Sandschicht erleidet die Wassermasse einen Druckhöhenverlust $(t_o - t_u) = h$. Die Geschwindigkeitshöhe ist bei den vorhandenen kleinen Geschwindigkeiten äußerst gering, so daß sie bei der Aufstellung der Energiebilanz vernachlässigt werden kann. Nach dem Ähnlichkeitsgesetz wurde aufgetragen: $h = f[\varrho\,(v/\alpha)\,R]$, worin nach dem vorhergehenden der Wärmebeiwert $\varrho = 1$ gesetzt wird. Abb. 8 zeigt diese Beziehung. Jeder Oberwassertiefe ist hier eine besondere h-Linie eigen. Sie schneiden sich und liegen teils übereinander. Der Unterschied in der Größe der Versuchswerte ist bei dieser Beziehung weniger groß als bei denen von a) und c). Es ist deshalb möglich, für diese acht h-Linien eine mittlere Kurve zu bestimmen und an Stelle dieser Kurve drei Näherungsgerade zu setzen. Man erhält dann:

a) von $h = 0{,}02$ m bis $h = 0{,}1$ m $(J = 0{,}0118$ bis $J = 0{,}0588)$
$h = 36{,}5\,[(v/\alpha)\,R]^{0{,}85}$,

b) von $h = 0{,}1$ m bis $h = 0{,}3$ m $(J = 0{,}0588$ bis $J = 0{,}1765)$
$h = 21{,}5\,[(v/\alpha)\,R]^{0{,}78}$,

c) von $h = 0{,}3$ m bis $h = 0{,}45$ m $(J = 0{,}1765$ bis $J = 0{,}2648)$
$h = 2{,}83\,[(v/\alpha)\,R]^{0{,}41}$.

Setzt man diese drei Gleichungen in Gl. (5) ein, dann erhält man folgende drei Näherungsgleichungen in den angegebenen Grenzen:

$$\zeta \approx 422\ R^{1{,}85}\,(v/\alpha)^{-1{,}15} \tag{6a}$$

$$\zeta \approx 248\ R^{1{,}78}\,(v/\alpha)^{-1{,}22} \tag{6b}$$

$$\zeta \approx 32{,}7\ R^{1{,}41}\,(v/\alpha)^{-1{,}59}. \tag{6c}$$

Diese Beziehung liefert demnach, wie die Gleichung (b) von Dupuit, Näherungswerte, die nur in den Grenzen ihrer Herleitung gültig sind.

[8]) R. Winkel, Hydromechanik der Druckrohrleitungen. S. 15, Gl. 11a. München u. Berlin 1919, Verlag von R. Oldenbourg.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1932[1]) entnehmen wir, daß infolge des wirtschaftlichen Niedergangs auf allen Gebieten des Bauwesens die Ausgaben weiter eingeschränkt werden mußten.

An neuen Strecken wurden dem Betriebe übergeben: Garding—Bad St. Peter-Ording (eingl. Nebenbahn, RBD Altona); Eisenberg (Pfalz)—Enkenbach (eingl. Nebenbahn, RBD Ludwigshafen/Rhein).

Der Bau der Bahn Borna—Bad Lausick—Großbothen wurde fortgeführt, mit den Bauarbeiten der Nebenbahnen Kandrzin—Gr. Strehlitz, Schwerin (Warthe)—Kreuz und Türkismühle—Kusel wurde begonnen. Der Ausbau der schmalspurigen Nebenbahnen Dorndorf—Kaltennordheim und Eichstätt Bhf.—Eichstätt Stadt zur Vollspur wurde weiter gefördert, der Umbau der Strecke Eichstätt Stadt—Kinding auf Vollspur fertiggestellt. Der mehrgleisige Ausbau der Strecke Pirna—Heidenau wurde weitergeführt, die Arbeiten für das dritte und vierte Gleis Grunewald—Wannsee wurden fortgesetzt.

Bei dem viergleisigen Ausbau der Strecke Köln—Duisburg wurde Ortsgüterbahnhof Düsseldorf-Reisholz als Ersatz für die alten Ortsgüterbahnhöfe Düsseldorf-Benrath und Düsseldorf-Reisholz dem Verkehr übergeben, außerdem wurden einige Streckenänderungen bei Hauptbahnhof Düsseldorf in Betrieb genommen. Der zweigleisige Ausbau der Strecke Osterburken—Stuttgart—Tuttlingen—Hattingen wurde weitergeführt.

Die Arbeiten zur Elektrisierung der Wannseebahn und der Teilstrecke Berlin, Potsdamer Bhf.—Zehlendorf-Mitte (Stammbahn) wurden Ende 1931 begonnen und 1932 planmäßig gefördert. Die Hochlegung des Gütergleises Wannsee—Schlachtensee ist beendet. Begonnen wurde der Bau der neuen S-Bahnhöfe Innsbrucker Platz (Ringbahn) und Feuerbachstraße (Wannseebahn); sie sind mit dem neuen Abstellbahnhof Wannsee am 15. Mai 1933 dem Verkehr übergeben worden. Am Schnittpunkte der Wannseebahn und der Ringbahn war ein neuer Umsteigebahnhof Schöneberg (an Stelle des Ringbahnhofs Ebersstraße) im Bau; er ist am 1. März 1933 eröffnet worden.

Die Verlegung der Strecke Liegnitz—Raudten im Bahnhof Liegnitz wurde fertiggestellt, der Umbau und die Erweiterung der Bahnhöfe Glauchau, Plauen (Vogtl.), Ebersbach (Sa.) und Zwickau wurden fortgeführt. Der neue Güterbahnhof Bergedorf wurde fertiggestellt, die Hochlegung des Personenbahnhofs Bergedorf begonnen. Die Bauausführungen für die Umgestaltung der Bahnhöfe Duisburg, Oberhausen und Gelsenkirchen-Bismarck sowie für den viergleisigen Ausbau der Strecke Block Pr. v. Preußen—Langendreer wurden gefördert. Die Er-

[1]) Über den Geschäftsbericht 1930 s. Bautechn. 1931, Heft 28, S. 431.

weiterung von Bahnhof Fulda ist mit Fertigstellung des neuen Betriebswerkes abgeschlossen worden.

Der Umbau des Hafenbahnhofs Friedrichshafen ist bis auf Restarbeiten beendet; inzwischen ist die Gesamtanlage schon in Betrieb genommen. Ebenso sind der Personenbahnhof Ludwigsburg und der Güterbahnhof Untertürkheim fast fertiggestellt. Die Bauarbeiten auf Personenbahnhof Kornwestheim, Hauptbahnhof Stuttgart und Güterbahnhof Eßlingen wurden fortgeführt, ebenso der Umbau von Bahnhof Augsburg-Oberhausen einschließlich der Verlegung der Ulmer Strecke zwischen Augsburg-Oberhausen und Westheim sowie der Nebenbahn Augsburg—Welden. Der Umbau von Bahnhof Berchtesgaden wurde vollendet.

Die Empfangsgebäude in Düsseldorf, Oberhausen, Tuttlingen, der Erweiterungsbau für die RBD Karlsruhe und der Ersatzbau für die Telegraphenwerkstatt Karlsruhe sind im Bau. Die Neubauten der Empfangsräume der S-Bahnhöfe Schöneberg, Feuerbachstraße und Innsbrucker Platz wurden in Angriff genommen, in Vorbereitung sind die Empfangsgebäude Glogau und Zwickau. Die Umbauten der Empfangsgebäude Berlin-Alexanderplatz und Jannowitzbrücke, ferner von Bolzenburg (RBD Altona) sowie der Bau des Empfangsgebäudes Augsburg-Oberhausen sind beendet.

Die Unterhaltung der baulichen Anlagen, besonders der Gleise und Weichen sowie der Brücken und Sicherungseinrichtungen, beschränkte sich auf das für die Betriebsicherheit Notwendige. Die Freilegungsarbeiten am Mainzer Tunnel wurden fortgeführt, dabei wurde zum Abbruch des Tunnelgewölbes und zur Sicherung des Betriebes ein 40 m langes verschiebbares eisernes Schutzgerüst eingebaut. In den Tunneln der Lahn-, Sieg- und Rheinstrecken, der Odenwald- und Schwarzwaldbahn wurden die Gewölbeerneuerungen und Entwässerungs- und Dichtungsarbeiten fortgesetzt.

Das Programm der Reichsregierung zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit und zur Belebung der Wirtschaft gestattete, mit der Ausführung außerordentlicher Oberbauerneuerungsarbeiten im Oktober 1932 zu beginnen und bis zum Jahresschluß 500 km Gleis und 1600 Weichen zu erneuern; im ganzen Geschäftsjahre beläuft sich die Erneuerung auf 1538 km Gleis und 5506 Weichen.

Von den wichtigsten Strecken, die dem internationalen und FD-Zugverkehr dienen, sind inzwischen 5020 km mit Langschienenoberbau von 30 m Schienenlänge ausgerüstet; außerdem liegen in Tunneln, auf Brücken und in anderen wichtigen Gleisen 490 km Langschienen von 30 m und größerer Länge. Auf der neu elektrisierten Wannseebahn in Berlin sind versuchsweise Schienen von 60 m Länge eingebaut worden. Besondere Beachtung wurde der Erhaltung vorschriftsmäßiger Stoßlücken geschenkt; diese werden jährlich im November gemessen und gegebenenfalls berichtigt.

Alle für den Betrieb erforderlichen Reichsbahnweichen können jetzt von der Verwaltung selbst gebaut werden. Durch Verwendung von Bogenweichen ist die Linienführung auf Bahnhöfen wesentlich verbessert worden.

Die Gesteinprüfstelle in Kassel hat sich für Abnahme und Verwendung einwandfreien Gleisschotters als vorteilhaft erwiesen.

Ein zweiter Oberbaumeßwagen ist in Dienst gestellt worden; beide Wagen haben rd. 48 000 km zurückgelegt.

Über den Brückenbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der Bautechn. 1933, H. 1/2 u. 8, berichtet; es darf hier auf diesen Bericht verwiesen werden.

Die Sicherungs- und Fernmeldeanlagen sind vielfach ergänzt und verbessert worden. Neue Kraftstellwerke erhielten u. a. die Bahnhöfe Dortmund (Verschiebebhf.), Dresden (Hbhf.), Frankfurt (Main) West, Hamburg (Wbhf.), Koblenz-Lützel, Kreiensen, Limburg, Paderborn, Wiesbaden. Es wurden u. a. Versuche mit Mehrreihenstellwerken gemacht, bei denen durch tischförmige Anordnung des Schaltwerkes erheblich an Raum gespart wird.

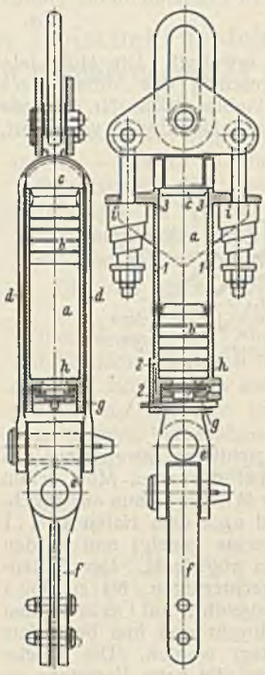
Die Ausrüstung mit elektrischer Streckenblockung, Lichttagessignalen und Ausfahrvorsignalen wurde fortgesetzt; auf vielen Bahnhöfen wurde die Sicherheit durch Einbau von Zungenriegeln, Zungenprüfern, Einzelsicherungen und selbsttätig wirkenden Gleisfreimeldungen erhöht. Die Zugbeeinflussungseinrichtungen zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen wurden verbessert und erweitert.

Die selbsttätigen Warnanlagen für Wegübergänge, die durch rotes Blinklicht die Annäherung eines Zuges verkünden, wurden in größerem Umfange eingeführt und auf Strecken mit Eisenschwellen ausgedehnt. Auf einer eingleisigen Hauptbahn wurde erstmalig eine Einrichtung getroffen, die bei verschiedenen Zuggeschwindigkeiten das Einhalten einer annähernd gleichen Warnzeit gestattet. Zur Beschleunigung des Ablaufbetriebes wurden auf einzelnen Verschiebebahnhöfen Fernmeldeanlagen geschaffen, die dem Lokomotivführer die Regelung des Ablaufbetriebes nach dem Rangierzettel möglich machen. Ls.

Pfahlzieher. Mit Rücksicht auf die augenblicklich, schlagartig auftretenden sehr großen Zugkräfte sind Pfahlzieher in allen Einzelteilen besonders sorgfältig zu konstruieren. Auch die Wahl des geeigneten Werkstoffes für die der Schlagwirkung ausgesetzten Teile ist besondere Erfahrungssache. Bei ungeeigneter Massenverteilung können die plötzlich auftretenden Beschleunigungskräfte in etwa vorhandenen Gewindeteilen, Bolzenköpfen und Keilen starke Biegungsbeanspruchungen hervorrufen, die in kürzester Zeit zu Brüchen führen.

Für die einwandfreie Wirkungsweise eines Pfahlziehers ist also nicht allein das Arbeitsvermögen ausschlaggebend, sondern auch der Konstruktion und Durchbildung der Einzelteile ist eine ganz besondere Bedeutung beizumessen. Nachgebende, federnde Elemente sind zu vermeiden, und die die Schlagkraft übertragenden Teile müssen möglichst leicht ausgeführt werden, da ja auch für die Massenbeschleunigung dieser Teile gewisse Energiemengen aufgezehrt werden.

Die Maschinenfabrik Sack & Kiesselbach, Düsseldorf-Rath, hat einen neuartigen Pfahlzieher herausgebracht, bei dem die vorstehenden Erwägungen weitgehend berücksichtigt sind; dieser Pfahlzieher ist nachstehend kurz beschrieben. Die Schlagwirkung ist bei dem neuen Pfahlzieher trotz eines sehr niedrigen Gesamtgewichtes bei kleiner Baulänge und bei geringem Treibmittelverbrauch eine überraschend günstige. Die von dem in dem Zylinder *a* aufwärts getriebenen Kolben *b* auf den Prellkopf *c* ausgeübte Schlagkraft wird über den Bügel *d*, ein Kreuzgelenk *e* und eine Greiferzange *f* auf die zu ziehenden Gegenstände übertragen. Dadurch, daß der Bügel und Prellkopf an der Berührungsstelle halbkreisförmig ausgebildet sind, werden Biegungsbeanspruchungen in der Zugrichtung, mithin eine kraftverzehrende Durchfederung vermieden und etwaige Biegungsbeanspruchungen in den Scheitelpunkt des Bügels senkrecht zur Schlagrichtung verlegt. Der leichte Kolben wird durch das im unteren Zylinderteil eingebaute Steuerorgan selbsttätig gesteuert und mit sehr großer Endgeschwindigkeit gegen den Prellkopf emporgetrieben. Ein in dem Steuergehäuse *g* angeordnetes Steuerventil *h* gibt bei tiefster Kolbenstellung die Treibmitteleinströmung frei. Überfliegt der durch Dampf oder Druckluft hochgetriebene Kolben mit seiner unteren Kante die Auspufflöcher *l*, so wird infolge des plötzlichen Druckabfalls im Zylinder das Steuerventil umgeschaltet bzw. das Einlaßventil geschlossen, die Treibmittelzuführung unterbrochen; gleichzeitig werden die Kanäle 2 freigegeben, so daß bei dem nunmehrigen freien Fall des Kolbens das im Zylinder befindliche Treibmittel durch die Kanäle 2 entweichen kann. Überfliegt dabei der Kolben mit seiner unteren Kante die Kanäle 2, so erzeugt er in dem unteren Zylinderteil Kompression, durch die das Steuerventil umgeschaltet, also geöffnet wird, und das Spiel von neuem beginnt.



Die Bohrungen 3 dienen zur Entlüftung und verhindern eine etwaige Schlagminderung durch Kompression über dem hochgehenden Kolben. Dadurch, daß ein sehr leichter Kolben Verwendung findet, ist hier für die Eigenbewegung des schlagenden Elementes nur ein unbedeutendes Arbeitsvermögen erforderlich, so daß bei einem außerordentlich niedrigen Treibmittelverbrauch (etwa 5 m³/min angesaugte Luftmenge) eine sehr große Schlagwirkung erzielt wird und der Pfahlzieher bei 0,2 at zu arbeiten anfängt. Ein größerer Druck als 10 at soll mit Rücksicht auf die Materialfestigkeit nicht benutzt werden. Dampf als Treibmittel ist insofern günstiger, als besonders in kälterer Jahreszeit Druckluft bekanntlich unter Umständen vorgewärmt werden muß, damit die Steuerung nicht einfriert.

Der Pfahlzieher wird in bekannter Weise zwischen einen Haspel oder Windenzug und die zu ziehenden Spundwandeisen od. dgl. geschaltet. Die gespannten Druckfedern *i* bewirken einen günstigen Spannungsausgleich beim Kolbenschlag und verhindern, daß schlagartige Erschütterungen auf den Haspel oder die Winde übertragen werden.

Das Kreuzgelenk *e* ermöglicht ein bequemes Ablegen der verschiedenartigsten Spundwandeisenprofile und verhindert auch bei nicht ganz senkrechter Zugrichtung Biegungsbeanspruchungen in den geschlagenen Teilen.

Eine besondere Berücksichtigung haben hier noch die den Schlagbeanspruchungen ausgesetzten Teile, wie Prellkopf, Bügel, Kreuzgelenk mit Bolzen und die Greiferzange, insofern gefunden, als diese Teile von jedermann an Ort und Stelle in kurzer Zeit ohne Schwierigkeit ausgewechselt werden können. H. Münch.

Die Frage der Verwendung des amerikanischen Pechkiefernholzes für Funktürme, die u. a. Herbst in seinem Aufsatze über den Funkturm Breslau-Rothsürben[1]) erörtert hat, ist Gegenstand eines recht beachtlichen Aufsatzes von Forstassessor Dr. R. Trendelenburg in der Zeitschrift Der deutsche Forstwirt 1933 vom 28. April. Darin wird betont, daß zwar die Mittelwerte — und bei ausgesuchter Ware auch die Mindestwerte — an Gewicht und Festigkeit des nach Deutschland kommenden Pechkiefernholzes zweifellos höher liegen als bei dem einheimischen Kiefernholz, daß dies aber hauptsächlich begründet sei durch die gute Sortierung der Ware nach Astigkeit und Gewicht im amerikanischen Sägewerk. Ferner sind zwar die schweren Kernbohlen aus Pechkiefernholz sehr haltbar und jungem, wenig verkerntem Kiefernbauholz weit überlegen, aber durch die Auswahl schwerer, fester Hölzer wird auch bei deutscher Kiefer die Haltbarkeit wesentlich erhöht. Im übrigen dürfte die Lebensdauer der einheimischen Kiefer durch Tränkung der splinthaltigen Hölzer

[1]) Bautechn. 1932, Heft 52, S. 671 ff. (vgl. besonders S. 672 u. 674), sowie Heft 55, S. 742 ff. unter 5.

und durch regelmäßige Schutzanstriche wohl für Funktürme ausreichen, die ja bei dem raschen Fortschreiten der Technik doch nur für eine begrenzte Zeit berechnet sind. Die Frage der Schwindrisse ist noch nicht genügend geklärt, doch ist die deutsche Kiefer in dieser Hinsicht, sowie auch bezüglich der Haltbarkeit, dem amerikanischen Pechkiefernholz keinesfalls so unterlegen, daß sie bei sorgfältiger Auswahl der Hölzer nicht auch im Funkturmbau ohne weiteres Verwendung finden könnte. Allerdings wird man, wie auch Trendelenburg zugibt, für sehr starke Querschnitte (30/30 bis 40/40 cm), wo — wie bei den Eckstielen — eine Auflösung in mehrere Profile nicht erwünscht ist, doch zu Pechkiefernholz greifen müssen. Ls.

Der Hafen von Marseille wird zur Zeit erweitert. Die Mole Jeté du Large, die den Hafen gegen den Wellenschlag des Mittelmeeres schützt, wird, wie Ing. Alf Torp in Tekn. Ukeblad 1933, Nr. 13 vom 30. März berichtet und in Abb. 1 gezeigt ist, an beiden Enden verlängert,

Abb. 1.

wobei auf der Nordseite eine zukünftige beträchtliche Erweiterung des Hafens vorgesehen ist. Zunächst wird, wie bei der alten Mole schon geschehen, bis zur Höhe von etwa 12,5 m unter MW ein Damm aus Bruchsteinen geschüttet. Die Dammböschungen sind nach dem Hafen zu 1 : 1 und nach der Seeseite 3 : 5 gegen die Waagerechte geneigt und werden an ihrer Oberfläche mit größeren Steinblöcken abgedeckt. Der Molenaufbau (Wellenbrecher) besteht aus großen rechteckigen, bis zu 450 t schweren Betonblöcken, die auf dem Lande ausgeführt, auf Gerüstbahnen mit Portalkranen an die Verwendungsstelle gebracht und hier besonders sorgfältig ohne Bindemittel im Verband verlegt werden. Die Blöcke sind mit eigenartig geformten Löchern versehen, die beim Versetzen so aufeinander gepaßt werden, daß, wie Abb. 2 zeigt, Hohlräume entstehen,

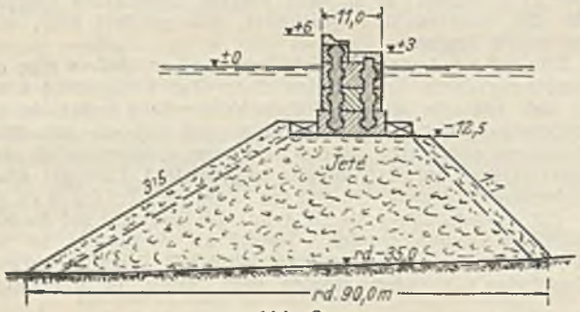


Abb. 2.

die den Molenaufbau von der Oberfläche bis fast auf den Steindamm durchdringen. Diese Hohlräume werden mit Eisenbeton ausgefüllt, wodurch große Quersteifigkeit des Wellenbrechers erreicht wird. Zum Schlusse werden die Oberflächen der Wellenbrecher mit einer besonders dichten Betonabdeckung versehen. Das Material für den Damm wird aus einem nahe dem Hafen gelegenen Steinbruch gewonnen. Infolgedessen belaufen sich die Baukosten des fertigen Dammes, in deutsche Währung umgerechnet, auf etwa 5,70 RM/m³. Die Wellenbrecher kosten etwa 43 RM/m³. N. B.

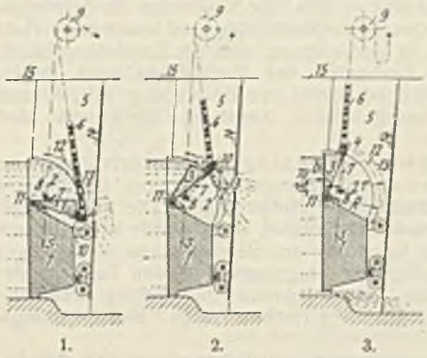
Neubauten auf dem Flugplatz Breslau. In diesem in Bautechn. 1933, Heft 10, veröffentlichten Aufsatze ist auf S. 126, r. Sp., unter III angegeben, daß das Tor der neuen Flugzeughalle mit seiner 54 m weiten (und 8 m hohen) Lichtöffnung zur Zeit das größte Flughallentor mit unterer Führung sei. Wie uns die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, mitteilt, trifft dies nicht zu, denn hiernach hat D. Hirsch-de la Sauce & Kloß schon 1927 auf dem Flughafen Halle-Leipzig in Schkeuditz zwei elektrisch betriebene, unten laufende Schiebefalttore errichtet, deren jedes 60 m breit und 10 m hoch ist.

Der Verfasser des vorstehend genannten Aufsatzes, Herr Magistratsbaurat Steinwender, Breslau, erklärt zu der Mitteilung der Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, folgendes:

Die von der Firma D. Hirsch-de la Sauce & Kloß für die Doppelflugzeughalle Leipzig-Schkeuditz ausgeführten Schiebefalttore sind Holztore mit Eisenrahmen, während das Breslauer Flughallentor aus doppelseitigen Stahlflügeln mit Korkisolierung hergestellt worden ist. Diese Bauweise, die man mit Rücksicht auf die Südlage des Tores gewählt hat, hat sich wärmetechnisch als Schutz gegen die Sonnenbestrahlung im Sommer und gegen die Kälte im Winter sehr gut bewährt. In dieser Ausführung ist das Breslauer Tor in der Tat das größte in Deutschland.

Patentschau.

Bewegliches Wehr. (Kl. 84a, Nr. 552 439 vom 28. 11. 1925 von Maschinenbau-AG vorm. Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schles.) Um sowohl verwickelte Gestänge als auch wie Kragplatten wirkende Klappen entbehrlich zu machen, läßt man das gemeinsame Hubmittel für beide Wehrteile an einem in eine Pfeilernische hineinragenden Klappenbolzen angreifen, der durch ein bei aufgerichteter Klappe gespanntes, in den Zwischenlagen entlastetes Verlängerungsstück des Hubmittels mit einem Aufhängebolzen des Schützes verbunden ist. Das Schütz *1* trägt die Seitenschilde *2*, gegen die die Klappe *3* seitlich abgedichtet ist. Über den Seitenschild ragt der Angriffzapfen *4* für das Hubmittel *6* in die Pfeilernische *5* hinein. Die Hubmittelverlängerung *7* bildet beim Anheben des Schützes eine feste Verbindung zwischen dem Aufhängebolzen *8* und dem Hubmittel *6*, das durch das Kettenrad *9* bewegt wird. Wird das Schütz aus der Ruhelage angehoben, so wird das Rad *9* im Uhrzeigersinne gedreht, wodurch das Hubmittel gekürzt und zunächst mittels des Zapfens *4* die Klappe aufgerichtet wird. Hierbei wird die Hubmittelverlängerung *7* lose mitgenommen, der Klappenbolzen *4* gleitet in einem Langloch *10*, oder es wird als Verlängerung ein biegsames Mittel, z. B. eine Kette, verwendet, das in den Zwischenstellungen durchhängt. Der Klappenbolzen *4* beschreibt um die Achse *11* den Kreisbogen *12* vom Halbmesser *R* und die obere Anlagefläche der Verlängerung *7* einen Kreisbogen *13* vom Halbmesser *r* um den Zapfen *8*. Der Schnittpunkt der beiden Kreise (Abb. 1) zeigt die Stelle an, nach deren Erreichung die Zugkraft vom Hubmittel *6* über das Glied *7* unmittelbar auf den Bolzen *8* und damit auf das Schütz übertragen wird, das während des Aufrichtens der Klappe nicht beeinflußt wurde. Um zu vermeiden, daß der Klappenbolzen *4* in die Pfeilernische hineinragt, wird die Schützlaufbahn *14* geneigt angeordnet.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Vizepräsidenten der Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Richard, Abteilungsleiter der RBD Münster (Westf.), bisher in Königsberg (Pr.); zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahnoberrat Warnecke, Abteilungsleiter der RBD Königsberg (Pr.), bisher in Kassel; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Engels, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 1, Arnold, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), und Xaver Staudinger, Vorstand des Betriebsamts Zweibrücken; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnbaumeister Hohlwein beim Betriebsamt Stettin 2.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte August Lieffers, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezernent zur RBD Erfurt, Emil Hammer, Vorstand des Betriebsamts Breslau 1, als Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.), Böttcher, Vorstand des Betriebsamts Weißenfels, zur RBD Kassel, und Limpert, Vorstand des Bauamts Augsburg (Hochbau), als Dezernent zur RBD Nürnberg; die Reichsbahnräte Wendland, Vorstand des Schmalspurbahnamts Beuthen (Oberschles.), als Vorstand zum Betriebsamt Breslau 1, Fricke, Vorstand des Betriebsamts Hagen (Westf.) 2, als Vorstand zum Betriebsamt Weißenfels, Hold, bisher beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Hagen (Westf.) 2, Krauskopf, bisher bei der RBD Altona, zur RBD Stettin, Klingel, bisher bei der RBD Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Bauamt Augsburg (Hochbau), Kraner, bisher beim Betriebsamt Zwickau (Sa.) 1, zum Betriebsamt Chemnitz 1, und Schmidlin, Vorstand des Betriebsamts Sigmaringen, als Dezernent zur RBD Stuttgart, sowie Reichsbahnbaumeister Wattenberg, bisher beim Betriebsamt Duisburg 3, zur Oberbetriebsleitung West in Essen.

Überwiesen: Reichsbahnrat Lempe, bisher beim Betriebsamt Chemnitz 1, zum Betriebsamt Chemnitz 2.

Gestorben: Reichsbahndirektionspräsident Dr.-Ing. Heinrich in Halle (Saale) und die Reichsbahnoberräte Rostoski, Dezernent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), und Faßnacht, Vorstand des Betriebsamts Stettin 2.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Waldemar Mügge ist vom Staubeckenbauamte in Ottmachau nach Husum versetzt worden als Verwalter des dort neu errichteten Neubauamts „Dammbau Festland—Nordstrand".

INHALT: Zwei neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft im Stadtgebiete Gelsenkirchen. — Der Umbau des Lungwitzbachviaduktes in Glauchau. — Die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten. — Vermischtes: Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1932. — Pfahlzieher. — Frage der Verwendung des amerikanischen Pechkiefernholzes für Funktürme. — Hafen von Marseille. — Neubauten auf dem Flugplatz Breslau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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