

MITTEILUNGEN ÜBER AUSGEFÜHRTE WASSERTÜRME.

Von Dr.-Ing. Lührs, Vorst. der Schäffer & Co. A.-G., Duisburg.

Zu Beginn des Jahres 1928 wurden in der Nähe von Utrecht und Delft zwei große Wassertürme dem Betrieb übergeben, die sowohl in konstruktiver als auch in architektonischer Hinsicht bemerkenswerte Bauwerke darstellen und deswegen im folgenden einem weiteren Kreis von Fachleuten zugänglich gemacht werden sollen.

Es handelt sich um einen Turm in Breukelen, der unmittelbar an der Provinzialstraße Utrecht—Amsterdam steht und mit einem Behälter von 400 m³ Inhalt der Trinkwasserversorgung mehrerer Gemeinden im Verbands der Drink-

Architektur erst ihre eigentliche innere Berechtigung erfährt, wenn tatsächlich die Konstruktion das ist, was sie zu sein vorgibt, nämlich tragendes Mauerwerk. Die Konstruktion wurde ermöglicht durch die hohe Qualität des preiswert zur Verfügung stehenden Klinkermaterials und durch eine sorgfältig durchdachte Konstruktion, die eine völlige Ausnutzung der Festigkeit des Mauerwerks gestattete. Nach dem Vorbild des Turmes in Breukelen wurde dann etwa gleichzeitig unter der Bauleitung des Herrn Prof. Ing. Chr. K. Visser in Delft der Turm für die Tien Gemeenten in Zegwaard gebaut. Dieser Turm übertrifft in seinen Abmessungen den von Breukelen; da im übrigen die Türme sich sehr ähneln, soll im folgenden nur von dem Turm in Zegwaard die Rede sein. Die beigegebenen Zeichnungen und Bilder lassen die Abweichungen der beiden Türme ohne weiteres erkennen.

Der Turm für die Tien Gemeenten steht in einem Gebiet, welches mehrere Meter unter dem Meeresspiegel liegt, und dessen Boden durchweg im Alluvium gebildet ist. Vor Beginn des Baues in unmittelbarer Nähe der Baustelle angestellte Bohrungen ließen erwarten, daß man mit Pfählen von 11 m Länge genügend tragfähige Schichten erreichen würde. Die in der dortigen Gegend regelmäßig anzutreffende Torfschicht, die unter allen Umständen von den Pfählen durchstoßen werden muß, wurde durch Bohrungen in etwa 20 cm Stärke auf Ordinate — 15 angetroffen und darunter bis auf — 24 nur Sand angetroffen. Da die Pfahlköpfe auf — 5,50 lagen, war mit 11 m-Pfählen die Torfschicht bereits um 1,5 m durchstoßen. Es



Abb. 1. Wasserturm Breukelen.



Abb. 2. Wasserturm Zegwaard.

waterleiding Noord-West-Utrecht dient, und um einen weiteren Turm mit Behälter von 500 m³, der für die Drinkwaterleiding De Tien Gemeenten in Zegwaard bei Delft errichtet ist.

Der Entwurf des ersten Turms in Breukelen stammte zunächst aus dem Konstruktionsbüro der Industrielen Maatschappij Mabeg in Utrecht; dieser Entwurf sah jedoch eine Stützkonstruktion aus Eisenbetonsäulen vor, die mit Klinkern verblendet und ausgefacht werden sollten. Das Angebot der Firma Schäffer & Co. A.-G. in Duisburg sah abweichend davon eine massive Unterkonstruktion aus Klinkermauerwerk vor. Diese Konstruktion wurde zur Ausführung bestimmt; man sagte sich mit Recht, daß die allein durch das Mauerwerk bestimmte

stellte sich dann jedoch heraus, daß die Pfähle 14 m lang sein mußten. Auch in dieser Tiefe blieb die Tragfähigkeit ungleichmäßig in einem Grade, wie es sich schwer erklären läßt. Denn es zeigte sich wiederholt, daß Pfähle, die dicht benachbart waren, gemessen am Rammwiderstand eine derartig verschiedene Tragfähigkeit aufwiesen, daß die Tragfähigkeit des einen häufig die 3- bis 4 fache des anderen war. Dabei war eine Abnahme der Tragfähigkeit in einer bestimmten Richtung oder in einem bestimmten Teil der Grundfläche nicht zu erkennen. Aus einem besonders angefertigten Modell, das gebildet wurde durch über dem Grundriß aufgestellte Drahtstäbe, deren Länge der Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle entsprach, konnte daher nur die völlige Regellosigkeit in der Verteilung tragfähiger und weniger

tragfähiger Pfähle geschlossen werden. Man blieb angesichts dieses bezüglich der Zuverlässigkeit der gebräuchlichen Rammformeln nicht gerade ermunternden Ergebnisses bei dem bewährten Erfahrungssatze, daß dem einzelnen Pfahl eine Tragfähigkeit von 10 t zugemutet werden kann bei der Vorschrift, daß Kiefernpfähle angewandt werden, die $\frac{1}{2}$ m unter dem Kopf mindestens 80 cm und am Zopf mindestens 45 cm Umfang haben. Bei der großen Länge der Pfähle mußten jedoch hinsichtlich dieser Bestimmung Konzessionen gemacht werden. Oberhalb der Pfähle, die mit ihrem Kopf unterhalb der niedrigsten Grundwasserlinie liegen ist ein starkes Eisenbetonfundament von 3,35 m Höhe angeordnet. Die sorgfältige Ausbildung dieses Fundamentes war besonders wichtig, da es bei der großen Anzahl der Pfähle — 36 Stück je Achtecksseite — und dem zwischen den einzelnen Pfählen gebotenen Abstand von etwa 60 cm nicht möglich

war, den Schwerpunkt der Pfähle in einer Achtecksseite zusammenfallen zu lassen mit dem Schwerpunkt der die Lasten herunterbringenden Mauerwerkspfeiler. Vielmehr liegt eine Differenz darin von etwa 52 cm, so daß die Wand des Eisenbetonfundamentes etwa unter 1 : 6 geneigt ist. Infolgedessen mußte unten eine kräftige Zugarmierung und oben desgleichen eine Druckarmierung angeordnet werden; auch die Biegungskräfte, die durch die achteckige Form im Unterschied von der kreisförmigen auftraten, erwiesen sich als nicht unbeachtlich.

Auf den Fundamenttring setzt sich das massive Mauerwerk von 30,25 m Höhe bis zum Auflager des Behälters. Als Mindeststärke des Mauerwerks ist eine Stärke von $1\frac{1}{2}$ Stein gewählt, was bei einem Steinformat von $5,5 \cdot 10,5 \cdot 20,5$ einer Mauerstärke von 32 cm entspricht; um eine genügende Tragfähigkeit zu erzielen, ist das Mauerwerk durch 16 kräftige Pfeiler verstärkt. Verteilt man den Pfeilerquerschnitt auf die Wand, so beträgt die so ermittelte durchschnittliche Mauerstärke oben 41, unten 55, im Mittel 48,5 cm. Diese geringe Stärke hätte nicht annähernd erreicht werden können, wenn man den Mantel

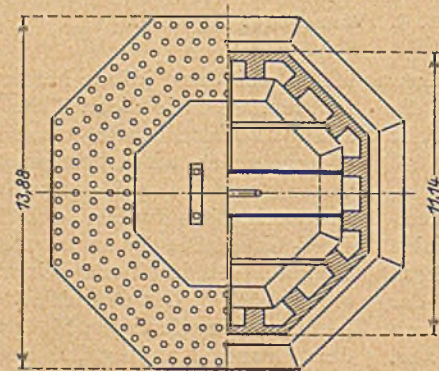
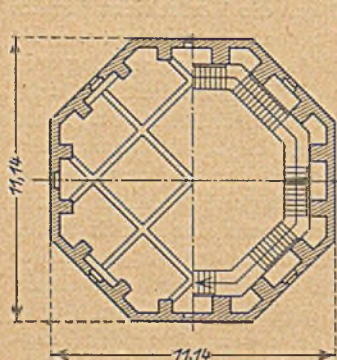
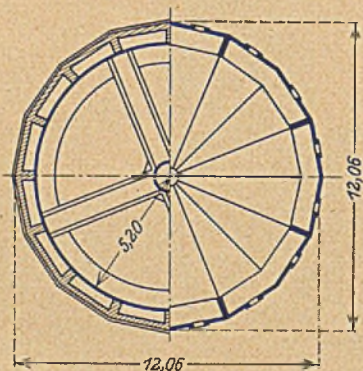
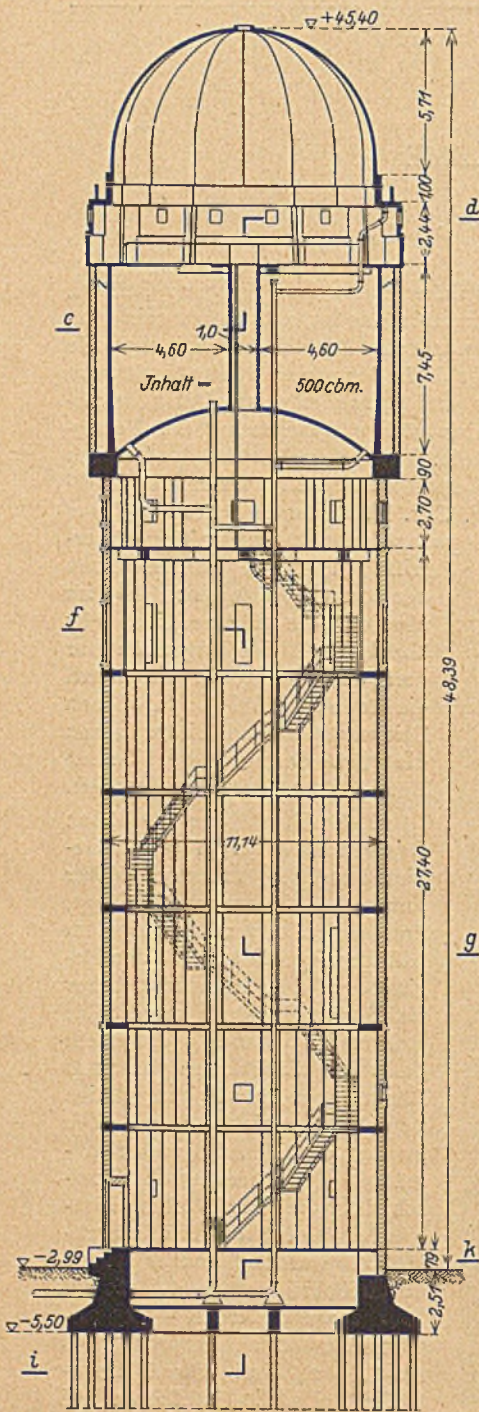


Abb. 3. Wasserturm Zegwaard.

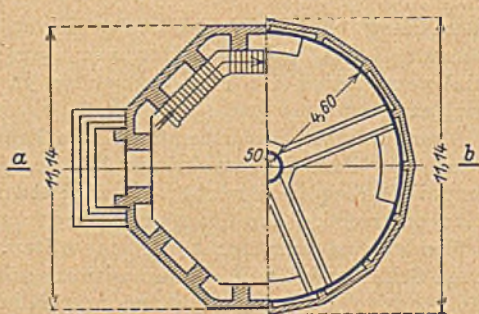
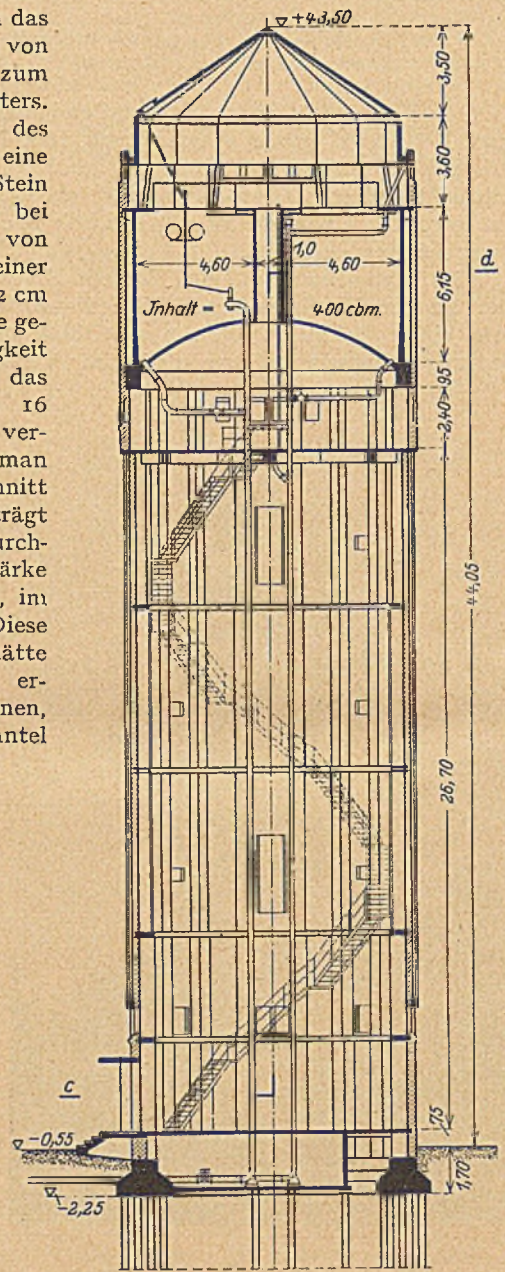


Abb. 4. Wasserturm Breukelen.

nicht aufgelöst hätte. Mit Rücksicht auf die Steifigkeit des Mantels hätte man dann wesentlich mehr Mauerwerk aufwenden müssen, ohne die Festigkeitseigenschaften des Materials ausnutzen zu können. Bei der gewählten Konstruktion dagegen, die genau entsprechend den nach unten wachsenden Vertikalkräften und Windmomenten stärker wird, ist das Mauerwerk aufs beste ausgenutzt. Die Spannung beträgt 10—12 kg/cm² ohne Wind und bis zu 15 kg/cm² einschl. der Windbeanspruchung.

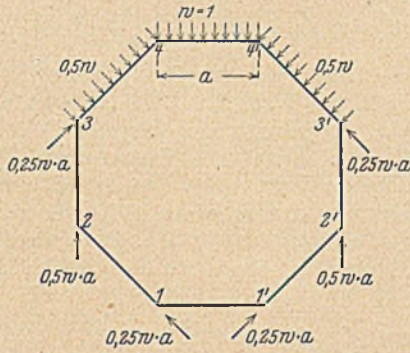


Abb. 5.

Die genaue Verfolgung der Beanspruchung infolge des Winddrucks ist schwierig. Ganz abgesehen davon, daß die Art und Weise, wie der Wind auf ein derartiges Bauwerk wirkt, noch als wenig klar anzusehen ist, liegt hier der Fall so, daß selbst bei klaren Belastungsannahmen eine exakte Berechnung praktisch kaum möglich ist, da verschiedene Baustoffe, die stark wechselnden Querschnitte, die Unregelmäßigkeiten durch die Fensteröffnungen u. a. m. ein solches Maß von Ungenauigkeit hervorrufen, daß eine genaue theoretische Behandlung ohne stark vereinfachende Annahmen praktisch nicht in Frage kommt. Bei vereinfachenden Annahmen jedoch werden die Fehlerquellen zu groß, als daß eine vermeintlich genaue Rechnung noch Sinn hätte. Man begnügte sich daher mit einer Näherungsrechnung, die um so eher zulässig ist, als erstens die Windbelastung nur einen verhältnismäßig geringen Bruchteil der Spannungen hervorruft und zweitens die vorwiegend durch Wind allein beanspruchten Konstruktionsteile, nämlich die Versteifungsringe, ohne große Kosten erheblich überdimensioniert werden konnten.

Der Mauerwerksschaft ragt volle 27 m hoch bis zur Tropfdecke; zwischendurch sind keinerlei Zwischendecken vorhanden, die den Schaft aussteifen könnten. Es war natürlich ausgeschlossen, sich darauf zu verlassen, daß eine Achteckseite die andere hält und ein Ausknicken der einzelnen Pfeiler nicht in Frage kommt. Bei der großen Höhe wird ein Schlankheitsverhältnis erreicht, das unseren heutigen Ansprüchen an Sicherheit zu gewagt erscheint, wenn es auch im mittelalterlichen Kirchenbau wiederholt erreicht sein dürfte. Es wurden daher in 6,2 m Abstand steife Eisenbetonringe angeordnet, die ins Mauerwerk bis 1/2 Stein von der Außenseite entfernt einbinden und gleichzeitig zur Anbringung der eisernen Treppe dienen. Die Ringe sollen den Windkräften, die die Tendenz haben, den Turm zusammenzudrücken, Widerstand leisten und gleichzeitig feste Punkte im Sinne der Eulerschen Knickformel bilden. Zu ihrer Berechnung wird angenommen, daß die Windkraft auf eine beliebige Seite jeweils von den beiden parallel zur Windrichtung liegenden Wänden aufgenommen und auf den Unterbau übertragen wird, z. B. der Wind auf Seite 4—4' von den Seiten 2—3 und 2'—3', der Wind auf Seite 3—4 von den Seiten 1—2 und 3'—4' (Abb. 5). Die auf Grund

dieser Annahmen ermittelten Abmessungen ließen erkennen, daß es bei der günstigen sich dem Kreise nähernden Form nur geringer Mittel bedarf, um eine genügende Steifigkeit zu erzielen, so daß auch eine im Interesse der Sicherheit gewählte Überdimensionierung sich ohne nennenswerten Kostenaufwand durchführen ließ¹.

Die Konstruktion des Behälters für einen Normalinhalt von 500 m³ oder 550 m³ bei Füllung bis zum Rande bietet nichts Besonderes. Verstärkt durch einen nach außen nicht durch Mauerwerk verblendeten Fußring ruht der Behälter auf den 16 Mauerpfeilern; der Boden spannt sich frei als Kugelgewölbe mit 7,5 m Halbmesser und wird in der Mitte unterbrochen durch einen mit Leiter versehenen Einsteigzylinder von 1 m lichtigem Durchmesser.

Als Dach des Turmes war ursprünglich ein Zeltdach vorgesehen, wie es bei dem Turm in Breukelen zur Ausführung gekommen ist. Gegen Ende der Bauzeit entschloß man sich jedoch, den Turm durch eine Kuppel zu krönen und das vollendete Werk beweist, daß diese Wahl dazu beigetragen hat, dem Bauwerk zu guter architektonischer Wirkung zu verhelfen. Wesentlich unterstützt wird die Wirkung durch den Landschaftscharakter. Meilenweit lenkt der Turm als höchstes Bauwerk die Augen auf sich und beherrscht daher auf große Entfernung das Gesamtbild für den Betrachter. Die schlichte Form des Turmes ohne jedes Beiwerk, das in verschiedenen dunkelroten Farbtönen ausgesuchte Klinkermaterial paßt gut zu dem ruhigen und ernsten Charakter der holländischen Landschaft. Jeglicher Prunk ist vermieden; eine reichere Ausstattung erhielt lediglich

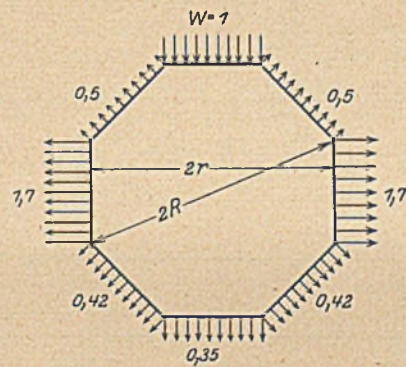


Abb. 6.

die Eingangstür, die mit Werksteinen umrahmt ist. Auf der Umrahmung sind die Wappen der einzelnen am Bau beteiligten Gemeinden vom Bildhauer ausgehauen.

Die Erscheinung der beiden Türme schließt sich den an anderer Stelle (Bauingenieur 1929 Heft 27 nach Nr. 8 der Mitteilungen des Reichsamtes für Trinkwasserversorgung im Haag 1929) veröffentlichten Bildern der Wassertürme unter ähnlichen Verhältnissen würdig an und darf als künstlerisch einwandfrei gelten.

¹ Angeregt durch die Veröffentlichung von R. Kado über die Beanspruchung wagerechter Versteifungsringe bei runden Bauwerken wurde, ausgehend von den dort mitgeteilten Versuchsergebnissen, eine Nachrechnung vorgenommen nach dem in Abb. 6 angegebenen Belastungsschema. In guter Übereinstimmung mit dem von Kado angegebenen Ergebnis für den Kreisquerschnitt mit $M_{\max} = 0,42 w r^2$ und $M_{\min} = -0,41 w r^2$ ergibt sich für den Achteckquerschnitt bei der skizzierten Belastung

$$M_{\max} = 0,405 w r^2 \text{ und } M_{\min} = -0,453 w r^2$$

$$\text{bzw. } M_{\max} = 0,352 w R^2 \text{ und } M_{\min} = -0,394 w R^2.$$

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN WECHSELSPRUNG.

Von Dr.-Ing. Kurt Safranez, Berlin (bei der Firma Julius Berger, Tiefbau A.-G.)

Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Berlin, Nr. 6, herausgegeben von Prof. Dr. Ludin.

(Schluß von Seite 651.)

3. Durchführung der Versuche.

Nachdem im Wege verschiedener Vorversuche die letzten Mängel der Einrichtung beseitigt waren, konnten endlich die eigentlichen Meßversuche beginnen. Das genauere Versuchs-

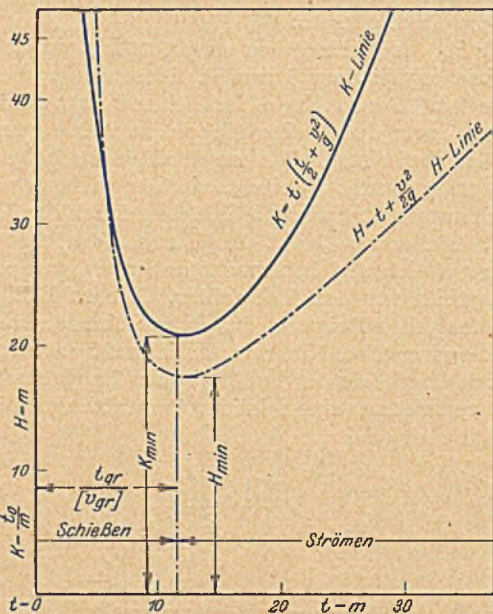


Abb. 4.

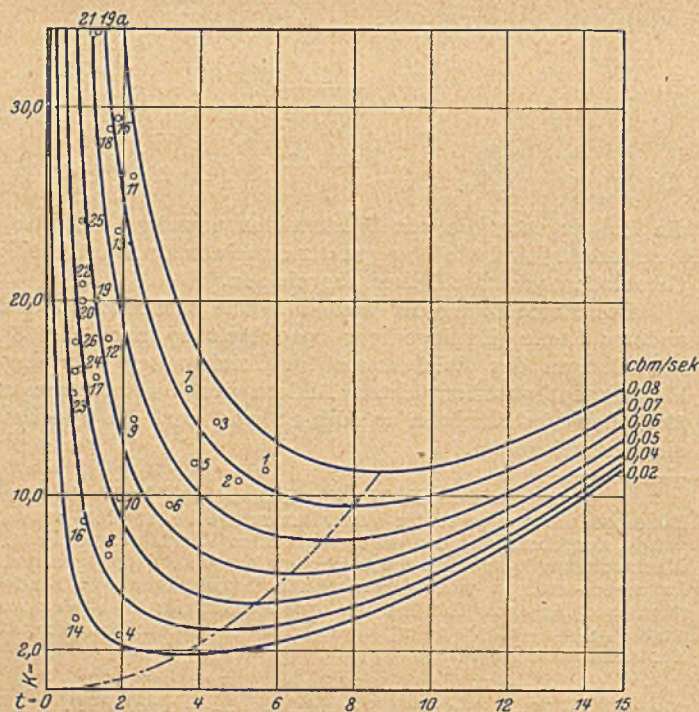


Abb. 5.

programm (Aufstellung der Versuchsreihen) ergab sich aus dem allgemeinen Plan: den Wechsprung in allen durch die Versuchseinrichtung überhaupt erfassbaren Bereichen der Kraftlinie (Abb. 4) (bzw. der Energielinie) zu untersuchen. Im Tiefpunkt der Kraftlinie K_{min} , dem die Grenztiefe t_{Gr} und die Grenzgeschwindigkeit v_{Gr} entsprechen, hat das

Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit v_1 zu $\omega_1 = \sqrt{g t_1}$, $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}}$, den Wert 1, da $v_{Gr} = \sqrt{g t_{Gr}}$ ist. Je weiter sich der schießende Abfluß von der Grenztiefe nach unten entfernt, desto größer wird der Wert R_1 . Wir stellten uns daher die Aufgabe, etwa von der Grenztiefe ausgehend für immer größere Werte von R_1 das schießende Wasser zum Strömen überzuführen. Um sichere und vielseitig brauchbare Resultate zu erhalten, mußten natürlich diese Versuche bei verschiedenen Wassermengen durchgeführt werden. Diese Forderungen werden veranschaulicht in der Abb. 5, wo für verschiedene sekundliche

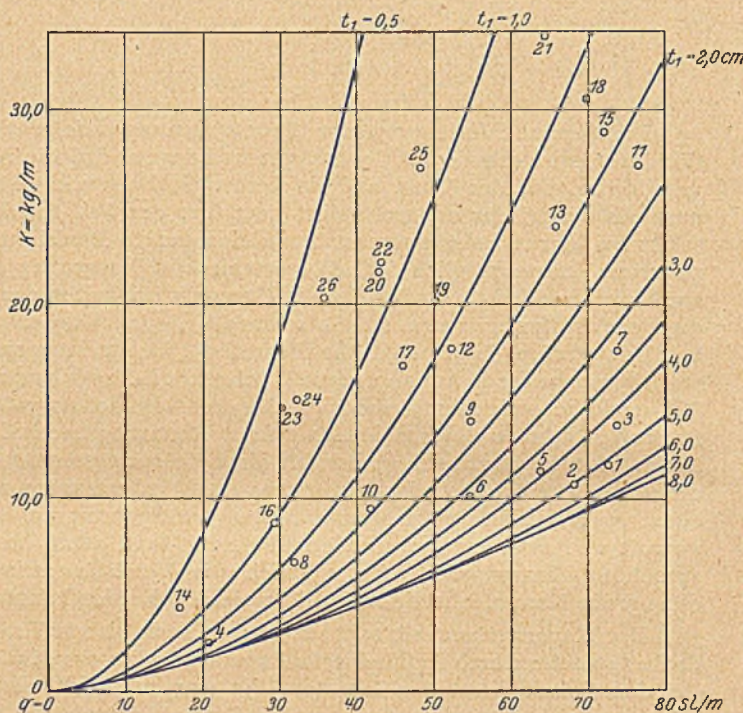


Abb. 6.

Wassermengen q die Kraftlinien aufgetragen sind. Für eine Versuchsreihe mit einer bestimmten Wassermenge q mußten wir also etwa von der Grenztiefe t_{Gr} und damit von K_{min} ausgehend die Höhe der Kraftlinie K allmählich vergrößern, womit natürlich auch der Wert des Verhältnisses $\frac{v_1}{\sqrt{g t_1}} = R_1$ stieg. Änderung der Schützöffnung gab die Möglichkeit, die Stauhöhe im Wasserschloß und damit die Ausflußgeschwindigkeit v_1 nach Wunsch einzustellen. Je kleiner die Schützöffnung gemacht wurde, desto höher stellte sich der Wasserstand im Turm ein. Durch die damit bedingte vergrößerte Austrittsgeschwindigkeit erhöhte sich auch der Ordinatenwert K der Kraftlinie ($K = \frac{q}{g} v + \frac{t^2}{2}$), da ja beim schießenden Abfluß die Kraftlinienhöhe K mit der wachsenden Geschwindigkeit v steigt, während sie umgekehrt beim strömenden Abfluß mit wachsender Geschwindigkeit fällt (siehe Abb. 4).

Bei der praktischen Durchführung der Versuche erwies es sich allerdings nicht als zweckmäßig, die einmal eingestellte Wassermenge über eine ganze Versuchsreihe festzuhalten und

⁴ K hat für die Rinnenbreite 1 m die Dimension $\gamma \cdot \text{dcm}^3/\text{m}$ oder, mit $\gamma = 1$: kg/m .

durch Veränderung der Schützöffnung die Abflußzahl R_1 zu variieren: Wie erwähnt, gelang es immer erst einige Zeit nach jeder Umstellung des Schützes, wieder die volle Dichtung zu erreichen. Auch das fortwährende Einstellen einer ganz bestimmten Wassermenge würde einen sehr bedeutenden Zeitaufwand erfordert haben. Wir haben uns daher entschlossen, die Zahl der Schützumstellungen möglichst einzuschränken und dafür die Wassermenge so zu variieren, daß die den einzelnen Versuchen dabei entsprechenden Punkte sich in wünschenswerter Weise über das Kraftlinienbild verteilen. Damit ergab sich das Schema der Versuchsreihen in Abb. 6. Die Wassertiefe t_1 ist konstant gehalten, während mit der Wassermenge die Wassergeschwindigkeit und damit auch die Höhe der Kraftlinie steigt. Die aufgetragenen Kurven stellen den Verlauf der Kraftlinien dar, die für gleichbleibende Wassertiefen t_1 von 0,5—7,0 cm für die bei den Versuchen benutzten sekundlichen Wassermengen $q = 10—80$ sl/m ermittelt worden sind. Die Ordinate zeigt die Kraftlinienhöhe an, während die Abszisse die Wassermenge q auf 1 m Breite (oder in entsprechendem Maßstab: die Wassergeschwindigkeit v_1) angibt. Da für den Wechselsprung natürlich nur der Bereich des schießenden Abflusses in Frage kommt, bildet die minimale Kraftlinienhöhe die untere Begrenzung der Kurven. In Abb. 6 sind die ausgeführten Versuche entsprechend ihren Kennzahlen (q, K) eingetragen, die benutzte Numerierung entspricht nicht der zeitlichen Reihenfolge der Versuche, sondern einer Gruppierung nach dem Wert der Abflußzahl R_1 , auf die noch näher eingegangen wird. Aus der Abb. 6 ergibt sich sehr deutlich das Verhältnis der verschiedenen Wassertiefen t_1 zu der jeweiligen

0,5 und 8,0 cm die Wassermengen q von 0 bis 80 sl/m als Funktion der Abflußzahl R_1 dargestellt wurden. Die Bezugslinien (q, R_1) sind gerade Strahlen aus dem Koordinatennullpunkt. (Dies folgt aus den Beziehungen:

$$q = v_1 t_1, R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}}, \frac{q}{R_1} = \sqrt{g t_1^3} = \text{Konst. für festes } t_1)$$

Da Werte von $R_1 < 1$ strömenden Abfluß anzeigen, also unterhalb des Bereichs liegen, wo ein Wechselsprung vorkommen kann, sind die Linien unterhalb $R_1 = 1$ gestrichelt gezeichnet. Abb. 7 begründet unmittelbar die angewandte Numerierung der Versuche. Mit dem Wert $R_1 = 1,72$ beim Versuch 1 beginnend, haben wir, immer weiter steigend, beim Versuch 26 den Wert $R_1 = 19,10$ erreicht (siehe auch Tabelle 2).

Übrigens kann eine graphische Darstellung nach Abb. 7 auch für praktische Verwendung beim Entwerfen von Wehranlagen empfohlen werden. Da zur Festlegung jedes Strahles der Abb. 7 die Berechnung eines seiner Punkte genügt, läßt sich eine derartige Tafel für die jeweiligen Verhältnisse leicht herstellen. Sie bietet dann eine bequeme Übersicht über die möglichen Abflußvorgänge auf Grund der Abflußkennzahl R_1 . Das kann z. B. von Bedeutung sein bei der Überlegung, wie weit ein Schütz zu ziehen ist, um eine bestimmte Wassermenge abzuführen, wenn eine übermäßige Energieentwicklung tunlichst vermieden werden soll. Ist die Einschnürungswirkung des Schützes (u. a. Funktion der Ausbildung des unteren Schützrandes) einmal durch Beobachtung festgestellt, so ist auch bei einer bestimmten Schützöffnung die Wassertiefe t_1 des ausfließenden Strahles bekannt und umgekehrt. Danach läßt sich aus Abb. 7 für die gegebenen Wassermengen die Strahlstärke und damit die Schützöffnung mit möglichst kleinem $R_1 (= 1)$ ohne weiteres entnehmen. (Dabei ist allerdings vorausgesetzt, daß das Oberwasser nicht auf einer bestimmten Höhe gehalten werden muß; sonst ist ja mit q sofort t_1 und R_1 zwangsläufig gegeben.)

Aus den im Vorstehenden dargelegten Überlegungen ergab sich nunmehr für den Gang eines Versuches folgende Entwicklung:

Mit Hilfe von zwei genau gearbeiteten Holzlehren wurde das Schütz auf die gewünschte Durchflußöffnung eingestellt. Darauf wurde durch allmähliches Aufdrehen des Abschlußschiebers in der Zuleitung eine der gewünschten annähernd gleichkommende Wassermenge eingeleitet. Nachdem sich ein Beharrungszustand ausgebildet hatte, was an dem Schreibpegel des Meßwehres, der dauernd die Wassermenge aufzeichnete, ohne weiteres zu ersehen war, wurde die Wassermenge auf Grund sorgfältiger Pegelablesung aus der Eichungskurve entnommen und die Stauhöhe im Wasserschloß an dessen Schwimmpegel festgestellt.

Das schießende Wasser verteilte sich als leicht gestreifter Strahl von gleichmäßiger Stärke über die ganze Breite der Rinne; die Gleichförmigkeit seiner Ausbildung wurde nur durch kleine Schrägwellen durchbrochen, die für den schießenden Abfluß charakteristisch sind. Das Wasser schoß mit großer Geschwindigkeit über die ganze Länge der Glassohle hinweg. Es beruhigte sich erst durch das Einströmen in das durch den Rückstau des Meßwehres erzeugte Wasserpolster in dem unteren Ende der Rinne, deren Sohle ja auch rd. 7 cm tiefer als der Glasboden lag.

Nunmehr wurde der bereits beschriebene Ziegelsteineinbau eingebracht. Durch allmähliches Verringern des freien Durchflußquerschnittes wurde der Rückstau immer größer, wodurch der schießende Strahl immer weiter zurückgedrängt wurde; die Strecke mit schießendem Abfluß wurde immer kürzer. Wurde der Rückstau zu groß, so verschwand der schießende Strahl bereits am Schütz unter einer Deckwalze. Mit Hilfe von Farbstoff (Kaliumpermanganat) und durch das Einstreuen von pulverförmiger Asche oder Sägemehl ließ sich aber das schießende Wasser auch unter dieser Deckschicht ganz deutlich verfolgen.

Natürlich war dieser Zustand für unsere Versuche ungeeignet. Daher regulierten wir den Rückstau derart, daß der

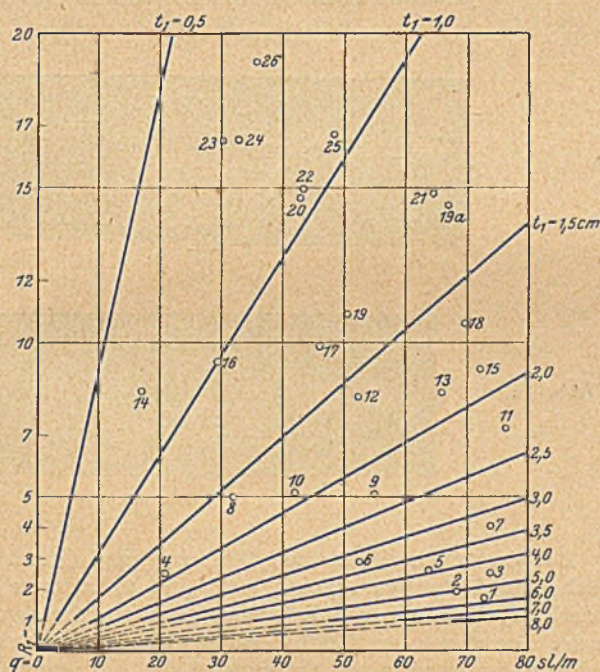


Abb. 7.

Grenztiefe. Wir sehen, daß bereits $t_1 = 7,0$ cm bei den zur Verfügung stehenden Wassermengen fast mit der Grenztiefe zusammenfällt. Da wir unserem Plan nach gerade die Bereiche des schießenden Abflusses, die weiter entfernt von der Grenztiefe liegen, besonders eingehend untersuchen wollten, sind die meisten Versuche für Tiefen t_1 unter 3,0 cm ausgeführt worden.

Auch in die Abb. 5, die den Verlauf der Kraftlinien bei den benutzten Wassermengen zeigt, sind unsere Versuche entsprechend ihren Kennzahlen (K, t_1) eingetragen, um die Art der Verteilung der Versuche über den ganzen erfaßbaren Bereich zu zeigen. Durch diese planmäßige Anordnung der Versuche haben wir die Gefahr vermeiden wollen, ein einseitiges Bild von dem Vorgang des Wechselsprunges zu gewinnen.

Am übersichtlichsten ergibt sich die Verteilung der Versuche aus Abb. 7, in der für bestimmte Wassertiefen t_1 zwischen

schießende Strahl sich eben noch frei hinter dem Schütz ausbilden konnte. Die Länge des schießenden Abflusses durfte das unbedingt nötige Maß nicht überschreiten, damit es möglich blieb, den hinter dem Wechselsprung eingetretenen strömenden Abfluß so weit wie möglich noch in der Glasrinne beobachten zu können. Die Lage des Fußes der Deckwalze war allerdings recht labil. Immer wieder züngelte der Wasserschäum gegen die Schützöffnung, und schon die geringste Veränderung des Rückstauwehres konnte unter Umständen eine vollständige Überdeckung des schießenden Strahls herbeiführen. Das hierdurch herbeigeführte Abflußbild besaß dann aber ein starkes Beharrungsvermögen. Um nämlich wieder den freien Strahl zu erhalten, mußte man den Durchflußquerschnitt des Rückstauwehres viel weiter machen, als er vor der ersten Änderung war. Dann wurde aber auch der Fuß der Deckwalze gleich wieder ein größeres Stück Wegs abwärts getrieben. Erst wenn so die Walze ein beträchtliches Stück abwärts gewandert war, konnte man die Durchflußöffnung allmählich und vorsichtig wieder enger machen, um den Walzenfuß näher an das Schütz vorzutreiben. — Wo es also in der Praxis auf die Überführung des schießenden Abflusses zum strömenden ankommt, wird man sicherheitshalber eine Deckwalze zu erreichen suchen, die den schießenden Strahl vollständig — allerdings auch nicht viel mehr als nötig — bedeckt.

Die Länge, Form und ganze Erscheinung der Deckwalze änderte sich selbstverständlich je nach den vorhandenen Abflußverhältnissen, wir werden darauf noch näher zurückkommen. — Die Lichtbilder des Wechselsprunges

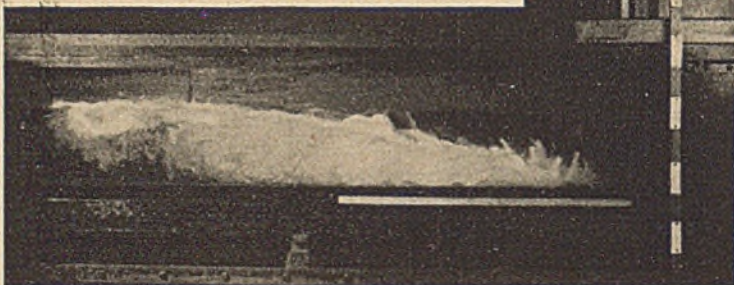


Abb. 8.

(siehe Abb. 8—9) sollen unsere Darstellung weiter veranschaulichen.

Der schießende Strahl verringerte unter der Einwirkung der Deckwalze immer mehr seine Geschwindigkeit, während gleichzeitig seine Stärke (Tiefe) zunahm. Hinter der Deckwalze zeigte der Abfluß einen ganz ruhigen Charakter. Die Untersuchung mit Pitotröhren ergab eine fast gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung über die ganze Breite des Querschnittes, die den normalen Verhältnissen beim strömenden Abfluß entsprach. Das schießende Wasser war also in der Tat vollkommen zum Strömen übergegangen.

Wir konnten jetzt an die Ermittlung der „Sprunghöhe“ herangehen. Mit Hilfe einer in Millimeter geteilten Nivellierlatte, die mit einer längen, feinen Metallspitze versehen war, wurde zunächst ganz kurz vor dem Fuß der Walze mit einem Nivellierinstrument die Höhe der Rinnensohle festgestellt. Darauf wurde an derselben Stelle die Wasserspiegelhöhe des schießenden Wassers und somit die Strahlstärke gemessen. Die Messung erfolgte an verschiedenen Punkten des Querschnittes, um auch immer die Gewißheit der gleichmäßigen Strahlbildung zu haben. Zur Feststellung der Wassertiefe wurde die Nivellierlatte so gehalten, daß die feine Metallspitze gerade noch die Wasseroberfläche streifte. Dieser Zustand ließ sich durch

seitliche Beobachtung durch die gläsernen Rinnenwände äußerst genau ermitteln. Es zeigte sich in der Tat, daß der schießende Strahl auf der ganzen Breite des Gerinnes dieselbe Tiefe besaß; die Abweichungen betrug nur geringe Bruchteile eines Millimeters, lagen also bereits unterhalb der Genauigkeitsgrenze der ganzen Meßmethode. Ganz ähnlich wurde auch die Tiefenmessung im strömenden Wasser — etwas unterhalb des Endes der Walze, wo das Wasser schon zweifellos sich wieder im normalen Abflußzustand befand — ausgeführt. Gewisse Schwierigkeiten bereitete dabei die Ermittlung der maßgebenden Wasseroberfläche, da als Folgeerscheinung des Wechselsprunges nicht unbeträchtliche Wellen sich im Unterwasser bildeten. Wir stellten sie fest durch mehrmalige Messung mit mittlerer Eintauchung.

Am Schluß des Versuches wurden zur Kontrolle noch einmal die vorhandene sekundliche Wassermenge und die Stauhöhe im Wasserschloß festgestellt.

Aus der bekannten Breite b des Gerinnes, der gemessenen Wassermenge Q und der gemessenen Wassertiefe t_1 vor dem Wechselsprung ließen sich nun ohne weiteres die mittlere Geschwindigkeit v_1 und die Abflußkennzahl $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}}$ ermitteln.

Abb. 9 a.



Abb. 9 b.

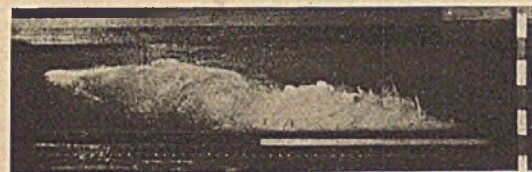


Abb. 9 c.



Bei Versuchen mit kleinen Wassermengen Q und geringen Geschwindigkeiten v_1 machte sich eine unliebsame Störung bemerkbar, die durch den Rückstau des Meßwehres verursacht wurde. Dieses war am Ende der Versuchsrinne fest eingebaut, so daß es unter gewissen Umständen die Abflußvorgänge unmitttelbar beeinflussen konnte. Bei manchen Abflußverhältnissen war dieser Rückstau sogar so groß, daß überhaupt kein freier Schußstrahl erzielt werden konnte. Durch diesen Umstand schien also der Bereich der möglichen Versuche recht unerwünscht begrenzt. Wir konnten uns indes damit helfen, daß wir einen Saugheber aus Blech am Ende der Versuchsrinne einhängten (siehe Abb. 2). Der Ausfluß aus der Rinne erfolgte dann nicht mehr über das Meßwehr sondern durch den Saugheber, der den Wasserspiegel in der Rinne so weit absenkte, daß selbst bei den kleinsten für den Versuch in Frage kommenden Wassermengen ein freier schießender Strahl am Wasserschloß sich entwickeln konnte. Diese Umgehung des Meßwehres durch den Heber machte unmittelbare Wassermessung bei genau den beim Versuch hergestellten Wasserspiegellagen unmöglich. Wir bestimmten daher die jeweilige Wassermenge vor und nach dem eigentlichen Versuch, wo der Heber beseitigt und das Meßwehr noch (oder wieder) in Tätigkeit war. Wir durften dabei als zuverlässig feststehend annehmen, daß während des Versuches

Tabelle 1. Breite der Rinne $b = 49,9$ cm, Höhe des Wasserspiegels im Hochbehälter über der Sohle der Rinne $h = 4,60$ m.

I Nr.	2 Datum	3 Schütz- Öffnung cm	4 Regel- stand am Meß- wehr cm	5 Stauhöhe im Turm			6 Q_1 sl	7 Q_2 sl	8 Wassertiefe vor dem Wechselsprung			9 Wassertiefe hinter dem Wechselsprung		
				ohne Heber h_1 cm	mit Heber h_2 cm	$\Delta h =$ $h_1 - h_2$ cm			Höhe der Sohle cm	Höhedes Wasser- spiegels cm	Wasser- tiefe t_1 cm	Höhe der Sohle cm	Höhedes Wasser- spiegels cm	Wasser- tiefe t_2 cm
1	24. III.	8,92	22,22 22,22	24,8	9,2	15,6	35,80	36,44	66,90	61,20 61,20 61,20	5,70	67,08	56,00 55,40 55,40	11,2
2	24. III.	7,93	21,68 21,68	25,2	10,6	14,6	33,60	34,20	66,90	61,95 61,90 61,80 61,90	5,00	67,10	55,80 55,72 55,72	11,4
3	23. III.	6,98	22,35	29,6	16,5	13,1	36,40	36,95	66,80	62,40 62,38	4,41	67,00	53,10 53,20 53,20	13,8
4	17. III.	2,90	13,66 13,66	25,5	16,5	9,0	10,32	10,43	72,50	70,60	1,90	72,50	66,60	5,9
5	23. III.	6,00	21,10	28,6	16,6	12,0	31,40	31,80	66,82	62,95 63,00 62,93 62,95	3,87	67,00	54,35 54,30 54,20 54,30	12,7
6	23. III.	4,99	19,60 19,55	27,5	16,3	11,2	25,90	26,23	66,80	63,60 63,60 63,60	3,20	67,00	55,38 55,45 55,40 55,40	11,6
7	23. III.	4,99	22,43 22,38	41,1	31,6	9,5	36,63	36,95	66,83	63,60 63,60 63,65	3,23	66,98	49,95 49,95 50,00	17,0
8	18. III.	2,48	16,14 16,14	32,5	23,5	9,0	15,80	15,97	65,60	64,10 64,00 64,00	1,60	65,70	55,40 55,20 55,30	10,4
9	22. III.	3,98	19,94 19,94	43,5	34,4	9,1	27,15	27,42	66,88 66,88	64,60 64,60 64,60	2,28	67,00	51,50 51,55 51,55 51,78 51,75 51,70	15,3
10	17. III.	2,90	17,96 17,91	42,2	33,3	8,9	20,70	20,90	72,50	70,60	1,90	72,60	59,50 59,55	13,1
11	22. III.	3,98	22,76 22,76	65,3	—	—	38,10	38,10	66,90	64,65 64,60 64,65 64,68	2,25	67,00	45,40 45,30 45,35 43,30	21,7
12	18. III.	2,48	19,60 19,60	63,8	59,0	4,8	26,02	26,18	66,10 66,10	64,50 64,50 64,45	1,60	66,25 66,25	48,75 49,00 48,60 48,70	17,5
13	17. III.	2,90	21,46 21,46	37,8	—	—	32,80	32,80	72,50	70,65 70,65	1,85	72,60	52,65 52,75 52,60	20,1
14	22. III.	1,00	12,46 12,50	37,5	32,1	5,4	8,20	8,27	66,90 66,90	66,13 66,17 66,17	0,73	67,08	58,80 58,60 58,80 58,80	8,3
15	17. III.	2,90	22,26 22,26	89,3	—	—	36,00	36,00	72,50	70,65 70,85 70,65 70,65	1,85	72,55	50,10 49,50 49,80 49,85	22,8
16	21. III.	1,41	15,62	56,4	49,4	7,0	14,52	14,68	65,95	64,90 64,95 64,95	1,00	66,10	53,40 53,60 53,40	12,7
17	21. III.	1,93	18,65 18,58	73,9	68,0	5,9	22,78	22,94	66,00	64,65 64,70 64,65	1,35	66,15 66,15	49,30 49,20 49,10 49,20	17,0
18	19. III.	2,48	22,01	111,2	—	—	34,98	34,98	64,80	63,10 63,18 63,15	1,65	64,90	41,50 40,55 40,70 40,70 40,80	24,2
19	19. III.	1,93	19,36 19,31	85,4	—	—	25,07	25,07	64,80	63,50 63,50 63,50	1,30	64,90	46,20 46,15 46,08 46,08	18,8

Fortsetzung der Tabelle 1

1 Nr.	2 Datum	3 Schütz- Öffnung cm	4 Regel- stand am Meß- wehr cm	5 Stauhöhe im Turm			6 Q_1 sl	7 Q_2 sl	8 Wassertiefe vor dem Wechselsprung			9 Wassertiefe hinter dem Wechselsprung			
				ohne Heber h_1 cm	mit Heber h_2 cm	$\Delta h =$ $h_1 - h_2$ cm			Höhe der Sohle cm	Höhedes Wasser- spiegels cm	Wasser- tiefe t_1 cm	Höhe der Sohle cm	Höhedes Wasser- spiegels cm	Wasser- tiefe t_2 cm	
19 a	30. III.	1,93	21,62 21,62	?	—	—	33,45	33,45	68,70 68,70	67,45 67,40 67,40 67,40	1,30	68,70 68,70	43,10 43,00 43,00 43,10	25,7	gefilmt und foto- grafiert
20	21. III.	1,41	18,16 18,16	108,6	—	—	21,35	21,35	66,00	65,05 65,05 65,08	0,95	66,20 66,20	47,75 47,60 47,75 47,68	18,5	
21	19. III.	1,93	21,30 21,30	148,1	—	—	32,20	32,20	64,80	63,50 63,60 63,55	1,25	64,85	40,50 40,30 40,40 40,40	24,5	
22	26. III.	1,41	18,22 18,20	110,4	—	—	21,55	21,55	66,30	65,35 65,35 65,35	0,95	66,32	47,33 47,23 47,10 47,33 47,55	19,0	
23	21. III.	1,00	15,84 15,84	103,8	—	—	15,10	15,10	66,05	65,35 65,35 65,35	0,70	66,20	50,70 50,55 50,60	15,6	
24	26. III.	1,00	16,25 16,29	112,6	—	—	16,19	16,19	66,30	65,58 65,55 65,58 65,55	0,73	66,35	49,88 49,70 49,75 49,80 49,80 49,78	16,6	
25	26. III.	1,41	19,00 19,06	148,9	—	—	24,15	24,15	66,30	65,35 65,34 65,40 65,35	0,95	66,35	44,90 44,60 44,68 44,90 44,75 44,78	21,7	
26	21. III.	1,00	16,90 16,90	150,7	—	—	17,80	17,80	66,07 66,05	65,35 65,35	0,71	66,15	48,00 48,00 47,88 48,00	10,2	

selbst keine Veränderung der durchfließenden Wassermenge eingetreten war; denn bei denjenigen Versuchen, bei denen kein Saugheber erforderlich, wo also ständige Kontrollmöglichkeit gegeben war, ist die Wassermenge dauernd so gut wie vollkommen konstant geblieben. Die kleinen, gar nicht ins Gewicht fallenden Abweichungen, die wir am Schwanken des Schreibpegels des Meßwehrs feststellen konnten, rührten daher, daß die Wasseroberfläche an der Anzapfstelle der Schwimmerleitung nicht ganz eben war, sondern durch die Wellenbildung mehr oder weniger bewegt wurde.

Allerdings zeigte es sich, daß der Wasserstand im Wasserschloß nach dem Einsetzen des Hebers um einige Zentimeter sank, um nach dem Entfernen des Hebers wieder auf die ursprüngliche Höhe zu steigen. Bei den ausgeführten Versuchen war der größte auftretende Unterschied 15,6 cm bei einem Höhenunterschied von 4,50 m zwischen den Wasserständen im Haupthochbehälter und im Wasserschloß (Abb. 2). Selbstverständlich mußten wir auf Grund dieser Beobachtung prüfen, welchen Einfluß diese Wasserstandsänderung auf die Wasserzuführung hatte, da wir ja nach dem Einsetzen des Hebers keine Möglichkeit der Wassermessung mehr besaßen. Diese Prüfung konnte, da der Regulierschieber des Zuleitungsrohres vom Haupthochbehälter während der ganzen Dauer des Versuches unverändert stehen blieb, zuverlässig und einfach rechnerisch geführt werden: Bezeichnen h_1 und h_2 den jeweiligen Höhenunterschied der freien Wasserspiegel im Haupthochbehälter und im Wasserschloß (Abb. 2) bei einer bestimmten Schieberstellung aber zwei etwas verschiedenen Wassermengen Q_1 und Q_2 , so ist sehr genau: $Q_1 : Q_2 = \sqrt{h_1} : \sqrt{h_2}$.

Da die Werte h_1 und h_2 durch Feststellung des jeweiligen Wasserstandes im Wasserschloß bekannt waren, konnte aus der vor Einhängen des Hebers am Meßwehr gemessenen Wassermenge Q_1 die nach Anlassen des Hebers vorhandene etwas größere Wassermenge Q_2 berechnet werden, zweckmäßig mit Hilfe der leicht aus vorstehendem Ansatz (durch Differenzieren) abzuleitenden Formel: $Q_2 = Q_1 + Q_1 \frac{h_2 - h_1}{h^2 + h_1}$. Die hiernach leicht mit Rechenschieber zu ermittelnden Unterschiede ($Q_2 - Q_1$) waren so gering, daß sie für die Versuchsergebnisse nur sehr wenig ins Gewicht fielen. Als größter Fallhöhenunterschied ($h_2 - h_1$) des ganzen Versuchsprogrammes wurden bei $Q_1 = 35,8$ sl 15,6 cm festgestellt; dem entsprach eine Berichtigung $Q_2 - Q_1 = 0,64$ sl = rd. 1,8%. In allen übrigen Fällen waren die Berichtigungen noch bedeutend geringer.

In Tabelle 1 sind die im Laufe eines Versuches vorgenommenen Messungen eingetragen, während die Auswertung der Versuchsergebnisse in Tabelle 2 erfolgt ist. Um eine bessere Übersichtlichkeit zu erreichen, sind die Versuche nach den steigenden Werten des Verhältnisses $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gt_1}} = \frac{v_1}{\omega_1}$ geordnet; sämtliche Maße sind in Zentimeter und sl angegeben. Spalte 4 enthält die für die Bestimmung der Wassermenge Q ausgeführten Pegelablesungen. Wo die Pegelstände am Anfang und am Ende des Versuches nicht genau miteinander übereinstimmen, wurde eine dem gemittelten Pegelstand entsprechende Wassermenge Q in Rechnung gesetzt (siehe Spalte 6). Ähnlich wurde verfahren, wenn der Pegel während einer Ablesung wegen heftiger Wasserbewegung etwas auf und ab schwankte.

Tabelle 2. Breite der Rinne b = 49,9 cm.

Nr.	2		3		4		5		6 Formel (1) („Impulsformel“)			7 Formel (2) („Energieformel“)			8 Formel von Merri- man (Formel 3)			9	10	11	12 Formel (4) (verbesserte Merrimanformel)		
	Q ₂	t ₁	v ₁	t ₂	t ₂ (ge- rechnet)	Fehler (von den be- obachteten)		t ₂	Fehler		t ₂ (ge- rechnet)	Fehler		ω ₁ = √g t ₁	R ₁ = V ₁ / ω ₁	W = t ₂ / t ₁	t ₂	Abweichung von (1)					
	sl	cm	cm, sek	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm/sek			cm	cm	cm			
1	36,44	5,70	128,1	11,2	11,3	-0,1	-0,89	12,3	-1,1	-8,95	13,8	-2,6	-18,80	74,7	1,72	1,97	13,3	+2,0	+17,65				
2	34,20	5,00	137,1	11,4	11,6	-0,2	-1,72	13,2	-1,8	-13,62	13,8	-2,4	-17,40	70,0	1,96	2,28	13,3	+1,7	+14,70				
3	36,95	4,41	167,8	13,8	13,9	-0,1	-0,72	17,9	-4,1	-22,90	15,9	-2,1	-13,20	65,7	2,55	3,13	15,3	+1,4	+10,07				
4	10,43	1,90	110,0	5,9	5,9	±0,0	±0,00	7,7	-1,8	-23,40	6,8	-0,9	-13,23	43,2	2,56	3,10	6,6	+0,7	+11,85				
5	31,80	3,87	164,6	12,7	12,8	-0,1	-0,78	16,9	-4,2	-24,85	14,6	-1,9	-13,00	61,6	2,67	3,28	14,1	+1,3	+10,10				
6	26,23	3,20	164,2	11,6	11,8	-0,2	-1,69	16,4	-4,8	-29,27	13,3	-1,7	-12,78	56,0	2,93	3,62	12,8	+1,0	+8,42				
7	36,95	3,23	229,1	17,0	17,0	±0,0	±0,00	29,6	-12,6	-42,55	18,6	-1,6	-8,61	56,3	4,08	5,27	17,9	+0,9	+5,30				
8	15,97	1,60	201,0	10,4	10,7	-0,3	-2,80	22,1	-11,7	-53,00	11,5	-1,1	-9,57	39,6	5,03	6,50	11,0	+0,3	+2,81				
9	27,42	2,28	241,1	15,3	15,3	±0,0	±0,00	31,8	-16,5	-51,80	16,4	-1,1	-6,72	47,3	5,10	6,72	15,8	+0,5	+3,26				
10	20,90	1,90	220,4	13,1	12,8	+0,3	+2,34	26,6	-13,5	-50,75	13,7	-0,6	-4,38	43,2	5,12	6,90	13,2	+0,4	+3,12				
11	38,10	2,25	339,0	21,7	21,9	-0,2	-0,91	60,8	-39,1	-64,30	22,9	-1,2	-5,24	46,9	7,25	9,65	22,1	+0,2	+0,91				
12	26,18	1,60	328,0	17,5	17,9	-0,4	-2,24	56,5	-39,0	-69,00	18,7	-1,2	-6,42	39,6	8,28	10,94	18,0	+0,1	+0,56				
13	32,80	1,85	355,5	20,1	21,0	-0,9	-4,28	66,2	-46,1	-69,60	21,8	-1,7	-7,80	42,6	8,36	10,86	21,0	±0	±0				
14	8,27	0,73	225,0	8,3	8,4	-0,1	-1,19	26,5	-18,2	-68,75	8,7	-0,4	-4,60	26,8	8,40	11,36	8,3	-0,1	-1,19				
15	36,00	1,85	390,0	22,8	23,0	-0,2	-0,87	78,3	-55,5	-70,85	23,9	-1,1	-4,61	42,6	9,17	12,32	23,1	+0,1	+0,43				
16	14,68	1,00	294,2	12,7	12,8	-0,1	-0,78	45,2	-32,5	-72,00	13,3	-0,6	-4,51	31,3	9,46	12,70	12,8	±0	±0				
17	22,94	1,35	342,0	17,0	17,3	-0,3	-1,73	65,2	-48,2	-73,90	18,2	-1,2	-6,60	35,7	9,60	12,60	17,3	±0	±0				
18	34,98	1,65	425,0	24,2	23,8	+0,4	+1,67	93,7	-69,5	-74,20	24,6	-0,4	-1,63	40,1	10,64	14,66	23,7	-0,1	-0,42				
19	25,07	1,30	386,0	18,8	19,2	-0,4	-2,08	77,3	-58,5	-75,70	19,8	-1,0	-5,06	35,7	10,90	14,46	19,1	-0,1	-0,52				
19a	33,45	1,30	516,0	25,7	25,9	-0,2	-0,77	136,9	-111,2	-81,30	26,6	-0,9	-3,38	35,7	14,50	19,76	25,6	-0,3	-1,16				
20	21,35	0,95	450,0	18,5	19,3	-0,8	-4,15	104,0	-85,5	-82,30	19,8	-1,3	-6,57	30,5	14,70	19,47	19,1	-0,2	-1,03				
21	32,20	1,25	517,0	24,5	25,4	-0,9	-3,54	137,1	-112,6	-82,30	26,1	-1,6	-6,13	35,0	14,80	19,60	25,2	-0,2	-0,79				
22	21,55	0,95	455,0	19,0	19,5	-0,5	-2,57	106,3	-87,3	-82,10	20,0	-1,0	-5,00	30,5	14,90	20,00	19,2	-0,3	-1,53				
23	15,10	0,70	432,3	15,6	16,0	-0,4	-2,50	96,0	-80,4	-83,75	16,3	-0,7	-4,30	26,2	16,50	22,28	15,7	-0,3	-1,87				
24	16,19	0,73	444,0	16,6	16,8	-0,2	-1,19	101,2	-84,6	-83,60	17,1	-0,5	-2,92	26,8	16,60	22,73	16,5	-0,3	-1,78				
25	24,15	0,95	509,0	21,7	21,9	-0,2	-0,91	133,1	-111,4	-83,80	22,4	-0,7	-3,12	30,5	16,70	22,85	21,5	-0,4	-1,82				
26	17,80	0,71	502,5	18,2	18,8	-0,6	-3,19	129,2	-111,0	-85,90	19,1	-0,9	-4,72	26,4	19,10	25,62	18,4	-0,4	-2,12				

In Spalte 5 sind die von der Heberwirkung beeinflussten Wasserschloßstände eingetragen. Die der Bestimmung der Wassergeschwindigkeit v₁ zugrundegelegte Wassermenge Q₂ (Spalte 7) wurde in den Fällen, wo der Heber benutzt werden mußte, wie angegeben, aus der gemessenen Wassermenge Q₁ (Spalte 6) und dem Fallhöhenunterschied h = -(h₂ - h₁) im Wasserschloß (Spalte 5) berechnet. Die Angaben über Schützöffnung (Spalte 3), Stauhöhe (Spalte 5) und Ausflusstiefe t₁ (Spalte 8) bestätigen die Beobachtung, daß beim scharfkantigen Schütz die Stärke des ausfließenden Wasserstrahles nur von der Schützöffnung abhängig ist und nicht von der Druckhöhe.

Die bei jedem Versuch mehrfach vorgenommene Messung der Wasserspiegelhöhen (Spalten 8 und 9) gestattet eine sehr zuverlässige und genaue Bestimmung der maßgebenden Wassertiefen t₁ und t₂ vor und hinter dem Wechselsprung.

Nachdem wir noch die Breite des rechteckigen Gerinnes zu b = 49,9 cm ermittelt hatten, besaßen wir sämtliche Angaben, die zur gewünschten Auswertung der Versuche nötig waren. In der Tabelle 2 haben wir die beobachteten Tiefen t₂ hinter dem Wechselsprung den mit Hilfe der verschiedenen Formeln berechneten Werten t₂ gegenübergestellt. Die in diese Formeln einzusetzenden Werte v₁ vor dem Wechselsprung wurden auf Grund der Kontinuitätsbedingung: $v_1 = \frac{Q_2}{t_1 \cdot b} = \frac{Q_2}{49,9 t_1}$ (Spalte 4) berechnet.

Ferner berechneten wir die Wellenschnelligkeit $\omega_1 = \sqrt{g t_1}$, das Verhältnis $R_1 = \frac{v_1}{\omega_1}$ und $w = \frac{t_2}{t_1}$.

Wie Spalte 10 zeigt, ist es uns in der Tat gelungen, unsere Versuche ziemlich gleichmäßig auf einen sehr beträchtlichen Bereich des Gebietes des schießenden Abflusses auszudehnen (vgl. auch die bereits besprochenen Abb. 5-7). Die Werte

für $R_1 = \frac{v_1}{\omega_1}$ steigen für die einzelnen Versuche von 1,72 auf 19,10, während der höchste bisher veröffentlichte Wert nur 9,00 beträgt (Versuche des „Miami Conservancy District“ im Jahre 1916). Bei den anderen Versuchen für die Bestimmung der Höhe des Wechselsprungs wurde selbst dieser Bereich nicht erreicht, nur Gibson gelangte noch bis zu einem Wert $R_1 = 8,52$. Auch Koch, dessen Versuche uns erst nachträglich durch die Bearbeitung von Carstanjen³ zugänglich wurden, erreichte im höchsten Falle nur den Wert $R_1 = 4,76$.

In Tabelle 3 haben wir die bisher veröffentlichten Versuche nach diesen Kriterien übersichtlich zusammengestellt.

Tabelle 3.

Veranstalter	Jahr	$R_1 = \frac{v_1}{\omega_1}$	$W = \frac{t_2}{t_1}$
1. Bidone	1818	von 1,94 bis 2,29	von 2,73 bis 3,15
2. Darcy-Bazin	1856	„ 1,48 „ 1,82	„ 1,91 „ 2,49
3. Ferriday-Merri- man	1894	„ 1,76 „ 3,58	„ 2,93 „ 5,16
4. Gibson	1914	„ 1,59 „ 8,52	„ 1,80 „ 11,77
5. „Miami District“	1916	„ 1,99 „ 9,00	„ 2,43 „ 12,63
6. Koch	1913/19	„ 1,40 „ 4,76	„ 1,60 „ 5,18
7. Lindquist (Erik Lindquist: „Anordningar för effektiv Ener- giomvandling vid foten av över- fallsdammar“)	1927	„ 1,37 „ 3,06	„ 1,45 „ 4,09
8. Ludin-Safranez	1927	„ 1,72 „ 19,10	„ 1,97 „ 25,62

Hinsichtlich der Bedeutung der Abflußkennzahl R_1 sei hier zu dem weiter vorn ausgeführten nur noch auf den unmittelbaren Zusammenhang zwischen R_1 und dem Betrage der im Wechselsprung verzehrten Energie hingewiesen. Dieser läßt sich nämlich, wie in der bereits erwähnten Veröffentlichung des Verfassers¹ ausführlich nachgewiesen ist, ausdrücken durch:

$$H_v = \frac{t_1}{16} \cdot \frac{(\sqrt{1 + 8 R_1^2} - 3)^3}{\sqrt{1 + 8 R_1^2} - 1}$$

Es war zweifellos wichtig, daß wir unsere Versuche über einen so weiten Bereich der Werte R_1 ausdehnen konnten.

Vergleichen wir nun die nach verschiedenen Verfahren ermittelten Sprunghöhen bzw. Wassertiefen t_2 : Die nach Formel (1) (dem Impulsatz: $t_2 = -\frac{t_1}{2} + \sqrt{\frac{2 v_1^2 t_1}{g} + \frac{t_1^2}{4}}$) errechneten Werte (Spalte 5 und 6, Tabelle 2) weichen nur in 2 von 27 Versuchen um mehr als 4% von den beobachteten Werten ab (— 4,28 bzw. — 4,15%). Bei etwa der Hälfte der Versuche beträgt die Abweichung noch nicht einmal 1%.

Wenn wir in die Formel (1) die Werte $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}}$ und $W = \frac{t_2}{t_1}$ einführen, erhalten wir:

$$(1a) \quad 2 R_1^2 = W^2 + W$$

Diese Formel tragen wir als Kurve auf mit R_1 als Abszisse und W als Ordinate (siehe Abb. 10). Tragen wir dazu die aus den Versuchsbeobachtungen abzuleitenden Wertepaare $R_1' = \frac{v_1'}{\omega_1'}$ und $W = \frac{t_2'}{t_1'}$ (siehe Spalte 10 und 11 der Tabelle 2) ein, so gewinnen wir eine sehr anschauliche Vergleichsdarstellung (Rechnung/Versuch) und sehen, daß in der Tat die beobachteten Werte fast vollkommen in die theoretische Kurve zu liegen kommen.

Nach diesem Ergebnis können wir den empirischen Beweis für die Zulässigkeit der Anwendung der „Impulsformel“ zur Berechnung des Wechselsprunges als erbracht ansehen: Beim Übergang des Fließzustandes vom Schießen zum Strömen bleibt die Summe der Bewegungsgröße $\frac{Q}{g} v$ und des hydrostatischen

Wasserdruckes $\frac{t^2}{2} b \left(K = \frac{Q}{g} v + \frac{t^2}{2} b \right)$ erhalten, wenn die

Gerinnesohle eben und waagrecht ist und kein Reibungsverlust eintritt. (Erweiterung für den Fall einer nicht waagerechten und nicht ebenen Gerinnesohle ist in Mitteilung 5 d. W. L. der T. H. Berlin von Bundschu behandelt.) Auffallend ist zunächst noch, daß die Versuchsergebnisse nicht etwa gleichmäßig oberhalb und unterhalb der theoretischen Werte liegen, sondern bis auf zwei Ausnahmen durchweg darunter (Abb. 10). Wir müssen aber bedenken, daß die Formel unter der Voraussetzung aufgestellt ist, daß beim Wechselsprung kein Umfangsreibungsverlust eintritt. Diese Voraussetzung ist natürlich niemals genau erfüllt. Selbst bei sorgfältigster Versuchseinrichtung muß Reibung an Sohle und Wänden eintreten; und diese im aufgestellten Ansatz der Impulse nicht berücksichtigte stromaufwärts gerichtete Kraft muß, genau genommen, den Wert $K_2 = \frac{Q v_2}{g} + \frac{t_2^2 \cdot b}{2}$ kleiner ausfallen lassen.

Man darf es also im Gegensatz zu obigem Einleitungssatz vielmehr als auffallend bezeichnen, wenn die Versuchsergebnisse gleichmäßig auf beiden Seiten der Kurve nach Gl. (1) verteilt liegen.

Durch den gelieferten einwandfreien Beweis von der Erhaltung der Höhe der Kraftlinie haben wir auch den Ausdruck für die Energieverzehrung bestätigt.

Der Vollständigkeit halber haben wir in Tabelle 2, Spalte 7, die Höhe des Wechselsprunges auch nach der „verlustlosen Formel“ (2) (Energieformel) berechnet, welche die Erhaltung der Höhe der Energielinie zur Voraussetzung hat. Diese Annahme ist ja bereits widerlegt worden¹. Durch die gewählte Reihenfolge der Versuche und aus Abb. 10 wird nun anschaulich, wie die Energieverzehrung mit der Abflußzahl R_1 wächst.

Andererseits sehen wir, daß Formel (3) von Merriman $t_2 = \sqrt{\frac{2 v_1^2 \cdot t_1}{g}}$, die zum Vergleich in Tabelle 2, Spalte 8 ebenfalls ausgerechnet erscheint, recht gute Übereinstimmung zeigt¹. Sie ergibt durchweg etwas höhere Werte als die theoretisch genaue Formel (1). Da aber ihr äußerst einfacher Aufbau die Formel (3) für den praktischen Gebrauch sehr empfiehlt, haben wir versucht, durch Einführung eines geeigneten Beiwertes diese Formel dem Verlauf der genauen Kurve besser anzupassen. Wir erhalten dann:

$$(4) \quad t_2 = \sqrt{\frac{1,85}{g}} v_1 \sqrt{t_1}$$

Durch Einsetzen des Zahlenwertes für die Konstante der Erdbeschleunigung g ($g = 9,81 \text{ m/sec}^2 = 981 \text{ cm/sec}^2$) bekommen wir eine noch handlichere Form:

$$(5) \quad t_2 = 0,435 v_1 \sqrt{t_1} \text{ (in m) ,}$$

$$(5a) \quad t_2 = 0,0435 v_1 \sqrt{t_1} \text{ (in cm) .}$$

Eine weitere Vereinfachung ergibt sich, wenn wir statt der Geschwindigkeit v die sekundliche Wassermenge der Breiten-einheit, q (in cbm/m) bzw. q' (cm³/cm) einführen. Wir erhalten dann:

$$(6) \quad t_2 = 0,435 \frac{q}{\sqrt{t_1}} \text{ (in m) ,}$$

$$(6a) \quad t_2 = 0,0435 \frac{q'}{\sqrt{t_1}} \text{ (in cm) .}$$

Durch Einführung der Beziehungen $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}}$ und $W = \frac{t_2}{t_1}$ geht (4) über in:

$$(4a) \quad W^2 = 1,85 R_1^2$$

Wir stellten auch diese Gleichung durch eine Kurve strichpunktiert — — in Abb. 10 dar. Diese Darstellung und der Vergleich der Spalten 8 und 12 von Tabelle 2 zeigt ganz einwandfrei, daß die Gl. (4) gegenüber der Formel (3) eine wesentliche Verbesserung darstellt. In den Grenzen der praktisch überhaupt in Frage kommenden Möglichkeiten schmiegt sich die Kurve der Gl. (4) viel enger als die nach Formel (3) an die „Impulslinie“ (1) an. Die sich bei der Benutzung der Formeln (4) bis (6) ergebende kleine Ungenauigkeit wird beim praktischen Gebrauch in den allermeisten Fällen keine Rolle spielen. Dafür ermöglicht sie aber sehr bequemes und schnelles Rechnen, so daß für den praktischen Wasserbau die Formeln (4) — (6) wohl am meisten geeignet sind. Es ist dabei aber noch darauf hinzuweisen, daß bei Werten von $R_1 < 2,5$ die Gleichungen (4) — (6) ähnlich wie Gl. (3) höhere Werte für t_2 ergeben als die „verlustlose Gl.“ (2). In diesem Bereich empfiehlt sich daher die Benutzung der Formel (1).

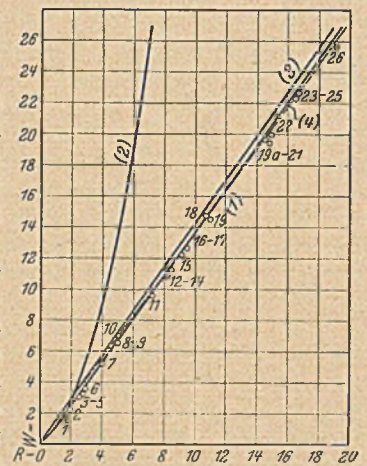


Abb. 10.

4. Bestimmung der Länge des Wechselsprunges.

Mit Bestimmung der Höhe des Wechselsprunges und Nachweis der Richtigkeit der „Impulsformel“ (1) war das erste Ziel unserer Versuche bereits erreicht. Wir benutzten aber die Gelegenheit, noch weitere Aufschlüsse über die Art der Ausbildung des Wechselsprunges bei verschiedenen Abflußbedingungen zu gewinnen.

Völlig ungeklärt waren bis jetzt vor allen Dingen die Bedingungen der Längenentwicklung des Wechselsprunges, die für seine Auswertung in der Praxis natürlich eine sehr wesentliche Rolle spielt.

Da das Wasser sich im Bereich des Wechselsprunges ständig in einer mehr oder weniger heftigen Bewegung befindet, konnte man bei den Versuchen ohne weiteres zunächst nicht mit Bestimmtheit angeben, wie weit sich der Wechselsprung nach abwärts erstreckte. Verhältnismäßig leicht war nur sein Anfang festzustellen, wo der blanke schießende Strahl sich noch recht deutlich vom Fuß der überlagernden Deckwalze abhob. Weiter stromabwärts aber verwischte sich die Grenze zwischen Deckwalze und Strahl immer mehr, und das Ende des Wechselsprunges war überhaupt nicht mehr einigermaßen genau zu erkennen. Mit Bezug auf die Abb. 1, die einen der beobachteten Wechselsprünge darstellt, dürfen wir — ohne wesentlichen Fehler — annehmen, daß der Wechselsprung dort, wo die Deckwalze aufhört, auch zu Ende ist. Diese Grenze konnte in bekannter Weise mit Hilfe der Farbstoffpipette leicht und scharf derart festgestellt werden, daß durch sorgfältiges Probieren derjenige Querschnitt ermittelt wurde, in dem eben (von Oberstrom aus untersucht) in keiner Höhe mehr eine rückläufige Wasserschicht nachzuweisen war. Hier, wo im ganzen Querschnitt einheitlich nur noch stromabwärts gerichtete Bewegungen vorkamen, war auch der Übergang vom Schießen zum Strömen bereits vollständig beendet. Diese Betrachtung hat aber keine Geltung für Abflußzustände in der Nähe der Grenztiefe, wo das Verhältnis $R_1 = \frac{v_1}{\omega_1}$ klein ist, weil sich dort keine ausgesprochene oder unter Umständen überhaupt keine Deckwalze ausbildet¹.

Bei den Versuchen 1—6 stellte sich z. B. beim Übergang vom Schießen zum Strömen eine sanfte Gegensteigung ein, auf der eine leichte, schäumende Wasserbewegung zu beobachten war. Es war nicht möglich, die Ausdehnung eines derartig ausgebildeten Wechselsprunges einigermaßen genau festzustellen. Bei den übrigen Versuchen dagegen war die Deckwalze so weit ausgebildet, daß die Länge des Wechselsprunges auf die beschriebene Weise bestimmt werden konnte.

Wir begnügten uns aber nicht damit, nur Anfang und Ende des Wechselsprunges festzulegen, untersuchten vielmehr längs des ganzen Wechselsprunges den Verlauf der „inneren Grenzschicht“ der Deckwalze, wie wir die Grenzschicht zwischen den beiden entgegengesetzt fließenden Teilen der Walze nennen wollen. Die einzelnen Punkte dieser inneren Grenzschicht wurden mit der Farbstoffpipette ermittelt und außen auf der Glaswand des Gerinnes markiert. Für das Auge verriet sich die innere Grenzschicht auch in sehr eindringlicher Weise durch die in typischer Form auftretenden ineinander verzahnten Wirbel mit waagerechten Achsen. Auf vorgelegtes Pauspapier zeichneten wir schließlich in natürlicher Größe die Umrisse und Grenzschichten des Wechselsprunges und der Deckwalze ab. — Wir wiederholten dasselbe Verfahren auch auf der anderen Seite des Gerinnes, das ja beiderseitig mit Glaswänden versehen war, um möglichst zuverlässige Ergebnisse zu erhalten. Es muß natürlich berücksichtigt werden, daß trotz des allgemeinen Beharrungszustandes im Abflußvorgang die heftig bewegte luftgefüllte Deckwalze dauernd Gestalt und Aussehen periodisch veränderte. Ständig spritzte das Wasser an verschiedenen Stellen mächtig empor, während die Walze immer wieder ein wenig vor und zurück wanderte, wobei einzelne schmale Schaumstreifen oft weit stromaufwärts über das schießende Wasser vorzügelten und aus der Walzenoberfläche heftige Auswürfe nach oben

erfolgten (siehe Abb. 8/9 a—c). Es war daher nicht möglich, in der Zeichnung ein getreues Momentbild des Vorganges zu geben, sondern wir mußten uns damit begnügen, die generelle, durchschnittliche Gestalt des Wechselsprunges festzuhalten.

Selbstverständlich stimmten die von beiden Seiten aufgenommenen Darstellungen nicht genau miteinander überein; wir haben daher für die weiteren Untersuchungen ein aus dem linken und dem rechten Umriss gemittelt Bild zugrundegelegt (siehe Abb. 1), mit dessen Hilfe wir dann die Länge des Wechselsprunges bestimmten. Naturgetreue Augenblicksbilder vom Wechselsprung sind nur durch photographische Momentaufnahmen zu erzielen (Abb. 8—9). Dabei bedient man sich wegen der Schwierigkeit, mit einzelnen Aufnahmen gerade die charakteristischen Zustände zu erfassen, mit Vorteil des kinemographischen Aufnahmeverfahrens. Aus dem fertigen Film kann man hinterher leicht die geeigneten Einzelbilder herausuchen. Um ein noch weitergehendes Erforschen der inneren Vorgänge zu ermöglichen, wurde außerdem von einem Wechselsprung mit gut ausgebildeter Deckwalze (Versuch Nr. 19a) eine größere Filmaufnahme unter Verwendung der Zeitlupe gemacht⁵.

Neben der Bestimmung der inneren Grenzschicht der Deckwalze haben wir auch in einigen Fällen versucht, die untere Grenzschicht der Deckwalze gegenüber dem eigentlichen Abflußstrahl zu finden. Wir hatten zunächst angenommen, daß an dieser Grenzschicht ein merkbarer Geschwindigkeitsabfall vorliegen müsse. Die Messungen mit Pitotröhren haben aber diese Annahme nicht bestätigt. Der untere Teil der Deckwalze scheint sich nicht viel weniger schnell zu bewegen als die oberen Schichten des eigentlichen Abflußstrahls (geringer „Schliff“ des als „Treibriemen“ gedachten Strahls gegenüber der Deckwalze als „angetriebener Scheibe“!).

Wir haben dann versucht, diese Grenze durch „Tasten“ festzustellen, da es wahrscheinlich war, daß die mit Luftbläschen stark durchsetzte, aufgelockerte Wassermasse der Deckwalze einem festen Körper geringeren Bewegungswiderstand bieten würde, als ein geschlossener Wasserstrahl. Als Taster verwendeten wir eine dünne, 6 cm lange, ovale Metallplatte an dünnem Stiel (Abb. 11). Mit dieser einfachen Vorrichtung vermochten wir, indem wir die Plattenebene immer möglichst tangential zu den Stromlinien einstellten, in einer bestimmten Tiefe plötzlich ein fühlbares Anwachsen des Widerstandes gegen das weitere Eindringen der Platte festzustellen.

Wir haben die sich auf diese Weise ergebenden Punkte ebenfalls in die entsprechenden Darstellungen des Wechselsprunges eingetragen (Abb. 1).

Nach diesen Ergebnissen, die natürlich keinen Anspruch auf große Genauigkeit machen können, scheint die innere Grenzschicht die Deckwalze in zwei ziemlich gleichgroße Teile zu zerlegen.

In der Tabelle 4 haben wir endlich die gemessenen Werte $l =$ Länge des Wechselsprunges eingetragen (Spalte 2), um zu untersuchen, ob eine Gesetzmäßigkeit besteht, die vielleicht l ebenso wie t_2 als eine Funktion der Werte t_1 und v_1 oder q ergibt. Nach Spalte 4 ist l nicht verhältnismäßig mit t_1 . Nach dem Vorhergegangenen lag aber die Vermutung nahe, daß l auch von der Abflußzahl R_1 abhängig sei. In der Tat zeigt Spalte 6, daß der Wert $\frac{l}{t_1 R_1}$ nahezu konstant ist, er beträgt rund 6. Die Schwankungen von 5,4 bis 6,8 sind erklärlich, wenn man bedenkt, wie schwierig die genaue Messung der Länge l war. Für die kleinen Werte von R_1 bei den Versuchen 1—6 ist allerdings die Abweichung von dem Durchschnittswert 6

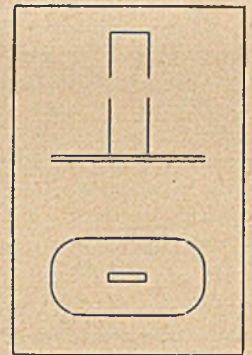


Abb. 11.

⁵ Die Aufnahme und Filmausarbeitung besorgte die Firma Bundesfilm G. m. b. H. Berlin.

Tabelle 4.

1	2	3	4	5	6	7	8
Nr.	Länge l' cm	Tiefe t ₁ ' cm	l' t ₁ '	R ₁ '	l' t ₁ ' R ₁ '	t ₂ '	l' t ₂ '
1	30	5,7	5,27	1,72	3,1	11,2	1,7
2	30	5,0	6,00	1,96	3,1	11,4	1,6
6	39	3,2	12,20	2,93	4,2	11,6	3,4
7	72	3,2	22,50	4,08	5,5	17,0	4,2
8	48	1,6	30,00	5,03	6,0	10,4	4,6
11	100	2,25	44,5	7,25	6,0	21,7	4,6
12	77	1,6	48,1	8,28	5,8	17,5	4,4
13	100	1,85	54,2	8,36	6,5	20,1	5,0
14	42	0,73	57,5	8,40	6,8	8,3	5,1
16	60	1,0	60,0	9,46	6,4	12,7	4,8
17	75	1,3	57,7	9,85	5,85	17,0	4,4
18	107	1,65	64,8	10,64	6,1	24,2	4,4
20	83	0,95	87,6	14,70	6,0	18,5	4,5
21	108	1,25	86,4	14,80	5,85	24,5	4,4
22	79	0,95	83,2	14,90	5,6	19,0	4,2
24	63	0,73	86,3	16,60	5,4	16,6	3,8
25	96	0,95	101	16,70	6,0	21,7	4,4
26	76	0,71	107	19,10	5,6	18,2	4,2

besonders groß. Wir haben aber bereits darauf hingewiesen, daß in der Nähe der Grenztiefe der Wechselsprung fast ohne „Energieverlust“ als sanftes „Auflaufen“ vor sich geht, dessen Länge gar nicht genau angegeben werden kann. Diese Überlegung spricht dafür, daß bei den Versuchen mit kleinem R₁, wo der Übergang vom Schießen zum Strömen ohne Bildung einer ausgesprochenen Deckwalze vor sich ging, die Länge des Wechselsprunges nicht groß genug aufgefaßt wurde (womit nicht gesagt sein soll, daß in diesem Endbereich ein geradliniger Zusammenhang $\frac{l}{t_1 R_1}$ unbedingt vorhanden sein muß). Für den Bereich der höheren Werte R₁ (Versuche 7 bis 26) aber scheint tatsächlich annähernd lineare Beziehung zu bestehen, so daß vorläufig

$$(7) \quad l = 6 t_1 R_1$$

als Näherungsformel für die Länge des Wechselsprunges empfohlen werden kann. Abweichungen von ± 10%, wie sie in der Versuchsreihe nur einmal überschritten werden, sind der

Den Geschwindigkeitswert v₁, der meistens nicht sofort zur Verfügung steht, können wir zunächst durch die sekundliche Wassermenge q für den laufenden Meter Breite ersetzen: $v_1 = \frac{q}{t_1}$. Damit entsteht:

$$(10) \quad l = 2 \frac{q}{t_1} \sqrt{t_1} = 2 \frac{q}{\sqrt{t_1}} \text{ (in m).}$$

Wenn wir die Länge l mit der Tiefe t₂ in Beziehung bringen (Tabelle 4, Spalte 8), erhalten wir:

$$(11) \quad l = 4,5 t_2$$

in sehr guter Übereinstimmung mit den Gl. 5 und 8.

Die äußerst einfachen Näherungsgleichungen (10) und (11) geben also die Möglichkeit, neben der erforderlichen Mindestwassertiefe (t₂) hinter dem Wechselsprung (Gl. 4 und 6) auch noch die für die Entwicklung des Wechselsprunges nötige Längenausdehnung aus der Stärke (t₁) und Geschwindigkeit (v₁) des schießenden Strahles oder aus der Strahlstärke und der „spezifischen Wassermenge“ (q) (m²/sec) vorauszurechnen.

5. Untersuchung der Deckwalze.

Zum Schluß haben wir noch untersucht, welcher Art die Beziehung zwischen dem Rauminhalt der Deckwalze und der verzehrten Energiemenge ist. In der Fachliteratur finden sich über das Zahlenverhältnis dieser beiden Größen wenige Angaben. Diese Angaben sind indes — wenigstens haben das unsere Ermittlungen gezeigt — nicht etwa so aufzufassen und rückwärts anzuwenden, als ob die durch die Deckwalze verzehrte Energie allgemein einfach dem Walzeninhalt verhältnismäßig sei, und umgekehrt.

Leider standen für unseren Zweck nur 5 Versuche zur Verfügung, bei denen wir den Inhalt der Deckwalze bestimmt hatten (Abb. 1). Aber schon diese wenigen Versuche lassen in ganz einwandfreier Weise erkennen, daß die Wirkung der Deckwalze nicht nur von ihrem Rauminhalt abhängt. In Spalte 7 der Tabelle 5 haben wir die verzehrte Leistung (N), in Spalte 8

Tabelle 5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nr.	Q m ³ s	$R_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g t_1}}$	$H_1 = t_1 + \frac{V_1^2}{2g}$	$H_2 = t_2 + \frac{V_2^2}{2g}$	$\Delta H = H_1 - H_2$	Verzehrte Leistung N = Q Δh	Walzeninhalt V	Spezifische Leistungsverzehrung $\frac{N}{V}$	$\frac{N}{V R_1}$
6	0,02623	2,93	0,169	0,127	0,042	0,00113	0,0052	0,218	0,0743
7	0,03695	4,08	0,300	0,180	0,120	0,00443	0,0158	0,281	0,0689
22	0,02155	14,90	1,070	0,193	0,877	0,01890	0,0274	0,691	0,0463
24	0,01619	16,60	1,017	0,168	0,849	0,01372	0,0153	0,898	0,0533
25	0,02415	16,70	1,321	0,218	1,103	0,02660	0,0340	0,783	0,0470

Natur des Vorgangs nach durchaus erklärlich und für die praktische Anwendung auch nicht sehr nachteilig, wenn die entsprechenden Sicherheitszuschläge gemacht werden.

Durch entsprechende Umformung können wir (7) weiter vereinfachen zu:

$$(8) \quad l = 6 t_1 \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}} = \frac{6}{\sqrt{g}} v_1 \sqrt{t_1} = 1,92 v_1 \sqrt{t_1} \text{ (in m).}$$

Da es für den praktischen Gebrauch zweckmäßig sein wird, die Länge des Wechselsprunges eher etwas zu groß, als zu klein anzunehmen, schreiben wir:

$$(9) \quad l = 2 v_1 \sqrt{t_1} \text{ (in m).}$$

das Walzenvolumen (V) angegeben. Das Verhältnis $\frac{N}{V}$ bezeichnen wir als spezifische Walzenleistung. Wir sehen, daß $\frac{N}{V}$ von 0,218 beim Versuch 6 auf 0,783 beim Versuch 25 steigt (Spalte 9). Es ist ersichtlich und auch leicht zu verstehen, daß die spezifische Walzenleistung mit dem Wert $R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}} = \frac{v_1}{\omega_1}$ zunimmt, so daß ein Ausdruck von der allgemeinen Form $\frac{N}{V} = \text{Konstante}$ nicht zutreffen kann. Viel bessere Anpassung ergibt nach Tabelle 5 ein Ausdruck:

$$\frac{N}{V} = C R_1 \text{ oder: } C = \frac{N}{V R_1} = \text{Konstante.}$$

Hierbei ist C etwa = 0,05.

Es liegt uns fern, angesichts der geringen Zahl und Verschiedenartigkeit der Beobachtungswerte sowie der Unsicherheit der Bestimmung des Walzeninhalts, namentlich bei den niedrigen Werten R_1 dieser Formel und ähnlichen aus dem Material etwa abzuleitenden übergroße Bedeutung beizulegen. Aber soviel darf doch aus den wenigen Grundzahlen gefolgert werden, daß die spezifische Walzenleistung nicht konstant ist, sondern ungefähr einfach mit der Abflußkennzahl R_1 zu- und abnimmt.

Nachtrag

Von Professor Dr. Ludin.

Strahlsteigung: Aus (11) ziehen wir noch einen Ausdruck für das Verhältnis der Wassertiefe hinter dem Sprung zur Sprunglänge:

$$(12) \quad J_S = \frac{t_2}{l} \approx \frac{1}{4,5}$$

also annähernd konstant! Dieses Ergebnis ist sehr bemerkenswert; denn da bei höheren R_1 -Werten t_1 gegenüber t_2 klein ist, so können wir $t_2 \approx t_2 - t_1$ setzen. Dann stellt obiger Ausdruck für J_S das verglichene Steigungsmaß der Strahloberfläche unter der Walze dar. Das ist von allgemeinen strömungswissenschaftlichen Betrachtungen aus als gar nicht so sehr überraschend zu bezeichnen. Der Strahl breitet sich — bei verhinderter Breitenausdehnung — der Höhe nach ungefähr unter allen Verhältnissen von v_1 und q in gleichem (verglichenem) Winkelmaß, gekennzeichnet durch $\text{tg } \alpha = \frac{1}{4,5}$ aus! Genauer wäre allerdings zu setzen gewesen:

$$J_S' = \frac{t_2 - t_1}{l}$$

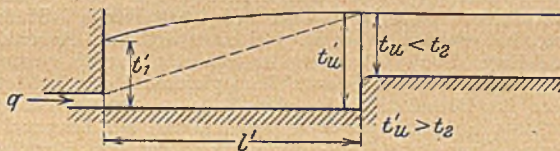


Abb. 12 a.

Wird t_2 mittels Gl. (5) und l nach (8) durch v_1 und t_1 ausgedrückt, so entsteht:

$$J_S' = \frac{0,435 v_1 \sqrt{t_1} - t_1}{1,92 v_1 \sqrt{t_1}} = \frac{0,435}{1,92} \frac{\sqrt{t_1}}{v_1}$$

oder:

$$J_S' \approx \frac{1}{4,5} - \frac{1}{6 R_1}$$



Abb. 12 b.

Mit kleiner werdendem R_1 nähert sich dieser genauere Wert dem obigen größeren Näherungswert nach (12).

Bezugnahme auf Wehrfallhöhen. Einfache unmittelbare Beziehungen zu den Wehrfallhöhen und verwandten Ausgangs-Grundwerten ergeben sich noch, wenn man in Gl. (9) die Geschwindigkeit v_1 durch die ihr entsprechende Höhe der Energieinie über Strahl-O.-K.:

$$h_1 = \frac{v_1^2}{m \cdot 2g}$$

(mit Wirkungsgrad $m = \sim 0,8$ bis $0,85$) ausdrückt:

$$(9a) \quad l \approx \sqrt{8 m g} \sqrt{h_1 t_1} = \text{rd. } 8 \sqrt{h_1 t_1} \text{ in m.}$$

Hierin hat man im Falle eines Grundablaßwehres für t_1 (Strahlstärke) noch einzusetzen: μT_1 , wo $T_1 =$ Schützhub über Schwelle ($\mu =$ Einschnürungswert $\approx 0,8$).

Im Falle eines Überfallwehres (Schuß- oder Sturzwehres) drückt man q durch die Überfallhöhe D_1 aus und erhält mit dem bisher üblichen Ansatz nach Poleni (vgl. aber Mitteilung 5!) wegen:

$$q = \frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g} D_1^{3/2}$$

$$v_1 = \sqrt{2g m h_1}$$

$$t_1 = \frac{q}{v_1}$$

endlich:

$$l \approx 2 \sqrt{2g m h_1} \sqrt{\frac{\frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g} D_1^{3/2}}{\sqrt{2g m h_1}}}$$

$$= \sqrt{8 m g} \sqrt{\frac{2}{3} \mu_1} \sqrt{\frac{D_1^{3/2} h_1^{1/2}}{\sqrt{m}}}$$

oder mit $m \approx 0,83$ und $\mu_1 \approx 0,75$

$$l \approx 6 \sqrt{D_1^3 h_1}$$

Die praktische Bedeutung von Gl. (10) und (12) liegt darin, daß wir für den Entwurf eines Tosbeckens nicht mehr auf ungewisse Schätzungen seiner Länge angewiesen sind und den Umfang notwendiger Modellversuche mindestens bedeutend einschränken können. Aufgabe weiterer Versuchsarbeit wird es sein, festzustellen, ob ein Sicherheitszuschlag, und ein wie großer, im Interesse des Kolkshutzes zu den Werten l nach Gl. (9), (9a), (9b) zu geben ist.

Tosbecken kleinsten Raumausmaßes. In den Anwendungen sind die Fälle nicht selten, wo die im Unterwasser einer Entlastungsanlage von Natur vorhandene Tiefe t_u des strömenden Abflusses die Ausbildung eines „fußfreien — anstehenden“ Wechsellsprunges (= W.-S. mit eben nur bis an das Bauwerk heranstehender Deckwalze) nicht gestattet (weil $t_{2 \text{ erforderl.}}$ nach Gl. (4) $> t_u$ sich ergibt, Abb. 12 b). In diesem Falle muß entweder ein größeres $t_u = t_u'$ künstlich, durch Tieferlegen des Abschußbodens gegenüber der Flußsohle, hergestellt werden — worauf die Praxis schon lange verfallen ist — oder es müssen „Schikanen“ (Prellkörper, glatte, abgestufte, gezahnte Schwellen) eingebaut werden. Die letztgenannten Mittel haben, abgesehen von ihrer zum Teil großen Kostspieligkeit und Empfindlichkeit gegen Dauerangriffe, den Nachteil, daß sie nur in geringem Maße die Wirkung einer an sich ungenügenden natürlichen Unterwassertiefe in Hinsicht der Ausbildung und Festhaltung des Wechsellsprunges am Bauwerksfuß zu ergänzen vermögen. Viel wirksamer und sicherer ist in dieser Beziehung die Tieferlegung des Abschußbodens. Die Hauptbedeutung der eben unter der Sammelbezeichnung „Schikanen“ zusammengefaßten Mittel dürfte auf dem Gebiete der Beeinflussung der Kolkabildung zu suchen sein (Ablenkung des Strahls vom Grunde an die Oberfläche, Erzeugung einer Grundwalze hinter dem Wechsellsprung).

Für alle Fälle, wo ein Wechselsprung mit überdecktem Fuß vorkommt oder angestrebt wird, geben unsere Versuche, die sich auf den fußfreien Wechselsprung beschränkten, noch keine Formeln an die Hand, nach denen die Länge des Wechselsprungs berechnet werden könnte.

Diese Fälle sind dadurch gekennzeichnet, daß das „vorhandene“ $t'_u > t_{2\text{erforderl}}$ (nach Gl. (4) und (6), siehe Abb. 12 b und 12 a); bei künstlich oder durch Kolkung vertieftem Abschußboden ist gleichzeitig auch: $t_{2\text{erforderl}} > t_u$

$$\text{also: } t'_u > t_{2\text{erforderl}} > t_u.$$

Es ist nach vereinzelt Naturbeobachtungen und Versuchen mit Bestimmtheit anzunehmen, daß die Länge (l') des Übergangs vom Schießen zum Strömen in solchen „über-tiefen“ Unterwassern kleiner ist, als die Länge l des ebenso hohen (t_u) Wechselsprungs mit freiem Fuß (Abb. 12 a/b). Sie wird sich aber voraussichtlich gleichfalls als Funktion von t'_u oder von $t'_u - t_{2\text{erforderl}}$ darstellen lassen (wo $t_{2\text{erforderl}}$ die ideelle Höhe eines fußfreien Wechselsprungs der Länge l' und der entsprechend reduzierten Wassermenge $q' > q$ ist). Bei Aufstellung dieser Funktion in der allgemeinen Form: $l' = f(q, t'_u) = F(v_1, t'_u)$ wäre noch zu beachten, daß bei einem Überfallwehr und noch mehr bei einem Grundablaß die Wassermenge q und daher auch t_1 und v_1 von der Rückstautiefe t_1' am Bauwerksfuß abhängen und somit ähnlich wie bei Ableitung von Gl. (9a) und (9b) als Funktion von D_1 oder h_1 und t_1 auszudrücken wären (vgl. hierzu Bundschu, Mitteilung 5 des W. L. d. T. H. Berlin). So kann man dann den „umbauten Tosbeckenraum“ (B) ausdrücken wie folgt:

$$B = l'(t'_u - t_u) = (t'_u - t_u) \cdot f(q, t'_u)$$

und kann mit $\frac{dB}{dt'_u} = 0$ ein (t'_u) bestimmen und hieraus ein (l') = $f(q, (t'_u))$, die beide zusammen ein Tosbecken möglichst kleinen unbebauten Raumes ergeben (wirtschaftlichste Tosbeckengröße und -form). Diese Überlegung kann auch noch dahin verfeinert werden, daß die Aushub- und Mauermassen, als Funktionen von t'_u entwickelt, mit ihren Einheitspreisen eingeführt und die Herstellungskosten (K_B) des Tosbeckens als Funktion von (q, t'_u) dargestellt und zu einem Kleinstwert gemacht werden.

Die hydrodynamischen Unterlagen dafür müssen aber erst durch Versuchsreihen ähnlich den beschriebenen geschaffen werden.

Vorgehen bei Anwendung: In jedem Falle der Anwendung der Gl. (5), (6), (10), (11) ist durch Vergleichsrechnungen die größte erforderliche Tosbeckentiefe t'_u und -länge l_{max} als Funktion der Wassermenge q zu ermitteln. Denn es hängt von dem durch Form, Gefälle und Rauigkeit des Unterwasser-Flußbettes gegebenen Zusammenhang zwischen Wassertiefe (t_u) und Wassermenge (q) ab, welches der vergleichsweise ungünstigste Unterwasserstand sein wird. Dies braucht nicht unbedingt von vornherein HHW zu sein. Im gleichen Zusammenhang ist zu beachten und zu prüfen, welche etwa noch ungünstigeren Wasserstands- und Wasserführungsverhältnisse in der Bauzeit (z. B.) infolge teilweiser Verbauung des Flußquerschnittes, Umleitungen oder dergleichen eintreten können. Daß auch die Möglichkeit der häufig unterhalb von Wehren eintretenden Sohlensenkungen wegen ihres Einflusses auf die Höhe des „vorhandenen“ Unterwasserstandes sorgfältig berücksichtigt werden muß, ist selbstverständlich.

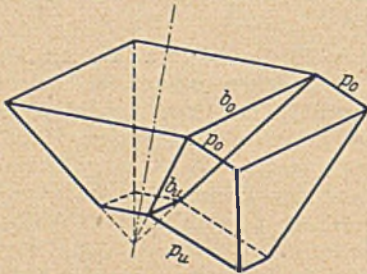
KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Berichtigung.

In dem Beitrag: Die Belastung der schrägen Bunkerwände und -böden, Bauingenieur 1928, Heft 35, ist, wie infolge einer Zuschrift an den Verfasser festgestellt worden ist, ein Fehler bei der Anfertigung der Abb. 8, S. 634, unterlaufen. Wie auch bei der Formel

$$R = (b_0 + b_u) \frac{s}{2} p_0 + (b_0 + 2 b_u) \frac{s}{6} (p_u - p_0)$$

zugrundegelegt, ist selbstverständlich der Druck p_u größer als der Druck p_0 .



Die beigelegte Figur ist die Berichtigung der Figur 8, S. 634/1928.

In der Formel für R auf S. 634/1928 ist leider am Schluß das p_0 versehentlich fortgelassen worden. Oben ist die Formel in der richtigen Form wiedergegeben. Dr. Kunze.

Lange Gurtförderung für Betongrundstoffe und für Beton beim Bau des Ankermauerkörpers der Hudsonbrücke in New York.

Im Gegensatz zur bergmännischen Verankerung der Kabel der neuen Hudson-Hängebrücke auf dem Westufer (s. Bauingenieur 1929, S. 286) sind die Kabel auf dem Ostufer in einem L-förmigen Betonkörper von $86 \times 53,7$ m Grund-

fläche und 47,3 m Höhe und rd. 80000 m^3 Inhalt mit Hilfe von 2200 Tonnen (je 900 kg) Augenstäben und Stahlträgerrosten verankert worden, wobei die stählernen Stützgerüste mit einbetoniert wurden (Abb. 1). Bei einer täglichen Arbeitsleistung von 900 m^3 Beton in zwei Achtstundenschichten war die ganze Betonmenge in $5\frac{1}{2}$ Monaten eingebaut. Zum gleichmäßigen Erhärten und Setzen war der Betonkörper in vier Teile zerlegt, deren genutzte Zwischenräume zuletzt vergossen wurden, und zur besseren Zugängigkeit durch Quer- und Längsgänge durchbrochen. Der Sand und Kies, der in zwei Haufen von 1800 bis 2200 m^3 am Flußufer abgeladen wurde, die von einem 90 m langen $1,8 \times 1,8$ m weiten ausgezimmerten

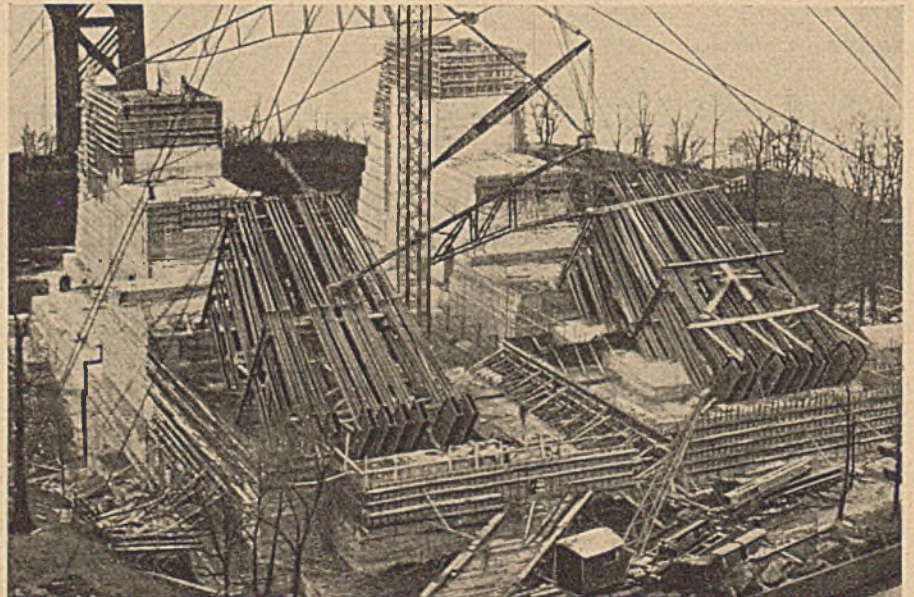


Abb. 1.

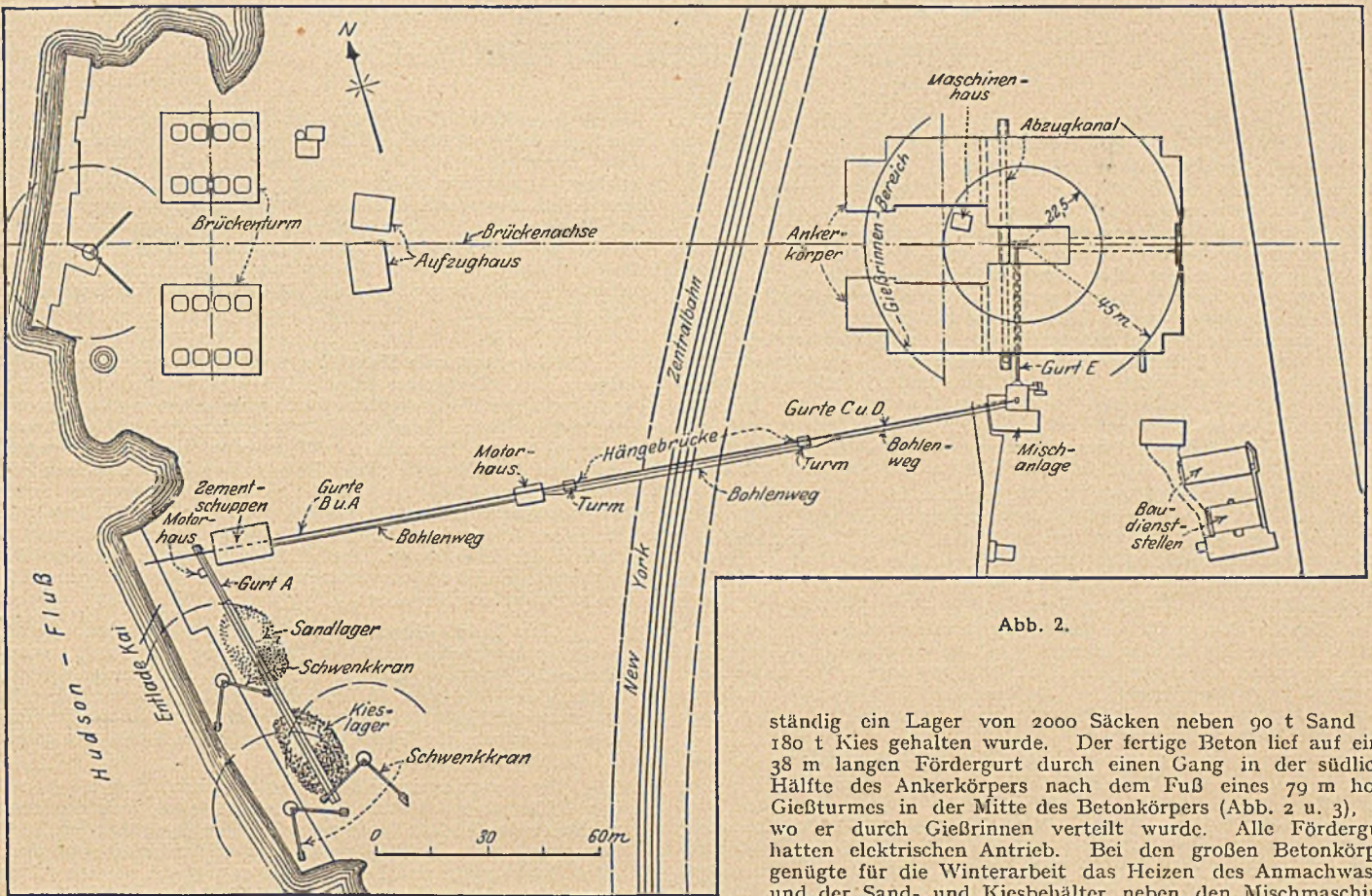


Abb. 2.

ständig ein Lager von 2000 Säcken neben 90 t Sand und 180 t Kies gehalten wurde. Der fertige Beton lief auf einem 38 m langen Fördergurt durch einen Gang in der südlichen Hälfte des Ankerkörpers nach dem Fuß eines 79 m hohen Giebturmes in der Mitte des Betonkörpers (Abb. 2 u. 3), von wo er durch Gießbrinnen verteilt wurde. Alle Fördergurte hatten elektrischen Antrieb. Bei den großen Betonkörpern genügte für die Winterarbeit das Heizen des Anmachwassers und der Sand- und Kiesbehälter neben den Mischmaschinen,

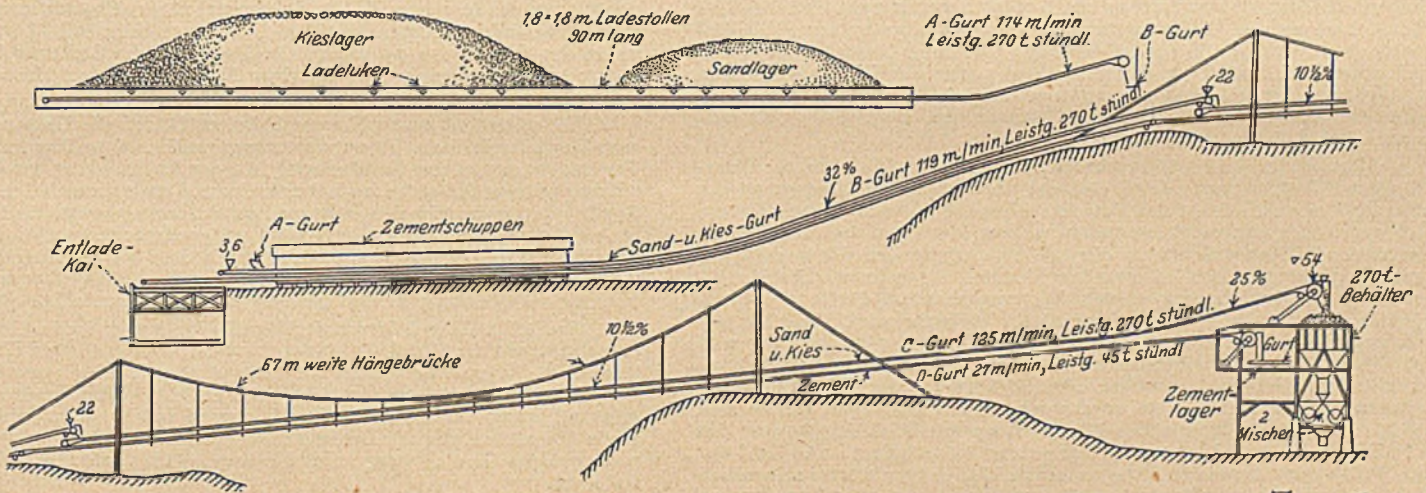
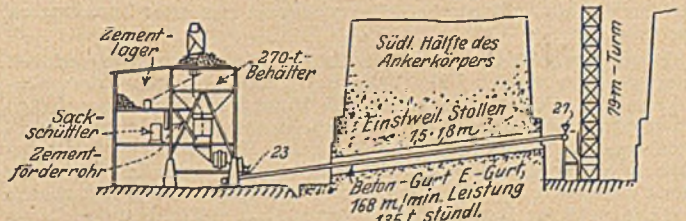


Abb. 3.

Stollen durchzogen waren, kam durch Firstluken auf einen Fördergurt, der das Fördergut auf die Hauptförderanlage brachte, die aus einem 114 und einem 119 m langen Fördergurt hintereinander bestand (Abb. 2 und 3). Alle Gurte waren für 270 t stündliche Leistung, aber für zunehmende Geschwindigkeit eingerichtet, um eine Stauung des Förderguts zu vermeiden. Die größte Steigung mit 32% (Abb. 3) erreichte fast die Grenze der Förderungsmöglichkeit grober Baustoffe. Der Zement wurde in Säcken, meist unmittelbar aus den Kähnen, sonst aus einem Schuppen mit 10 000 Sack Vorrat durch einen 238 m langen Gurt mit 45 t stündlicher Leistung (Abb. 2 u. 3), der unterhalb der Kiesförderung lief, nach der Mischanlage gebracht, wo



wofür besondere Dampfkessel sorgten, sowie das Anwärmen des Sandes und Kieses über der Decke des Entnahmestollens durch Heizröhren, die ihren Dampf von den Kesseln der Dampfkrane erhielten. (Nach Engineering News Record 1929, S. 591—596 mit 4 Zeichnungen und 7 Lichtbildern.) N.

Hauptversammlung Deutscher Stahlbau-Verband.

Der Deutsche Stahlbau-Verband (D. St. V.) Berlin teilt uns mit, daß in Abänderung seiner ursprünglichen Dispositionen seine

diesjährige Hauptversammlung nur im Rahmen rein geschäftlicher Verhandlungen im Kreise der Mitglieder abgehalten wird, unter Verzicht auf die ursprünglich geplanten größeren Veranstaltungen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Baumarkt. Nachstehend bringen wir den letzten Bericht des Instituts für Konjunkturforschung:

„Der ungewöhnlich starke Ausfall an Bauarbeiten im ersten Vierteljahr 1929 ist durch eine erhöhte Bautätigkeit während des zweiten Vierteljahrs zum Teil ausgeglichen worden. Dabei dürfte die Bautätigkeit um die Jahresmitte einen Höchststand erreicht haben. Wenn dennoch die Beschäftigung der Bauarbeiter Ende Juni mit rd. 90% gegenüber der entsprechenden Zeit von 1928 um etwa 2,5%, gegenüber 1927 um 5% und gegenüber 1925 um 7,5% geringer war, so erklärt sich das aus der im Laufe der letzten Jahre unter dem Einfluß stark ansteigender Wohnungsproduktion erfolgten beträchtlichen Zunahme der Zahl der Bauarbeiter. Nach der Statistik der Berufsgenossenschaften stieg die Zahl der durchschnittlich bei diesen versicherten Bauarbeiter von 1925 auf 1928 um rd. 38%. Auf eine weitere Zunahme lassen die Veränderungen im Mitgliederbestand des Deutschen Bauwerksbundes schließen (Zunahme nach der Wochenstatistik des Bundes von Mitte 1928 bis Mitte 1929 um mehr als 10%).

Höchstziffern ergaben sich z. T. auch für den Baustoffabsatz, der während des zweiten Vierteljahrs die Vorjahrshöhe um etwa 10 bis 15% übertraf, ohne jedoch damit den im ersten Vierteljahr entstandenen starken Ausfall wieder völlig auszugleichen. Die während der ersten sechs Monate insgesamt abgesetzten Baustoffmengen blieben um mehr als 10% hinter den entsprechenden Zahlen des Vorjahrs zurück.

Die Aussichten für die Bautätigkeit während des zweiten Halbjahrs werden dadurch gekennzeichnet, daß für den Wohnungsbau auch weiterhin mit einer guten Beschäftigung gerechnet werden darf. Dagegen zeigt der gewerbliche Bau deutliche Zeichen eines fortschreitenden konjunkturellen Rückgangs; auch der öffentliche Bau zeigt sinkende Tendenz.

Im Wohnungsbau haben die Schwierigkeiten der Finanzierung während des zweiten Vierteljahrs noch nicht zu einer Einschränkung der Wohnungsbauplanungen geführt. Zwar hat die Zahl der Bauerlaubnisse für Wohnungen im Juni zum erstenmal leicht abgenommen; doch steht sie damit hinter dem Rekordstand vom Mai nur wenig zurück. Insgesamt übertraf die Zahl der erteilten Baugenehmigungen in den Groß- und Mittelstädten während der neun Monate von Oktober 1928 bis Juni 1929 die entsprechenden Vorjahrsziffern um rd. 40%, so daß für diese Städte selbst bei ungünstiger Weiterentwicklung in den folgenden Monaten der Umfang der für das Baujahr 1929 überhaupt in Frage kommenden Wohnungsbauvorhaben um mindestens 25% höher anzusetzen sein dürfte als im Vorjahr. Die Zahl der tatsächlich begonnenen Neubauten ist den Bauerlaubnissen für Wohnungen nahe gefolgt; sie lag während des zweiten Vierteljahrs um nahezu 70%, während des ersten Halbjahrs im ganzen um 25% über den entsprechenden Zahlen von 1928.

Da die im Jahr 1929 voraussichtlich für den Wohnungsbau verfügbaren langfristigen Mittel bei der fortdauernden Einengung des Kapitalmarkts die Höhe des Vorjahrs schwerlich überschreiten dürften, ist angesichts der stark vermehrten Bauplanungen und tatsächlich begonnenen Neubauten mit einer Verschärfung der Finanzierungsschwierigkeiten in den kommenden Monaten zu rechnen. Die Fertigstellung der bereits begonnenen Wohnungsbauten dürfte hierdurch jedoch kaum in Frage gestellt werden. Vielmehr wird zunächst mit einem Wiederanwachsen der kurzfristigen Zwischenfinanzierung und als Folge der damit eintretenden wesentlichen Verteuerung des Baukredits mit einem konjunkturellen Rückgang der Wohnungsbauplanungen und Baubeginne zu rechnen sein. Im ganzen dürfte sich jedoch die Beschäftigung des Baugewerbes mit Wohnungsbauten für die Dauer dieses Jahres auf befriedigender Höhe halten. Die Zahl der im Jahre 1929 insgesamt fertiggestellten Wohnungen dürfte schwerlich hinter der Vorjahrszahl zurückbleiben; eher ist mit einer Zunahme zu rechnen.

Beim gewerblichen Bau ist die Zahl der bekannt gewordenen Bauvorhaben im zweiten Vierteljahr um rd. 10% gegenüber dem Vorjahr gesunken. Die von Industrie und Handel erteilten Bauaufträge haben nicht nur den im ersten Vierteljahr entstandenen Ausfall unausgeglichen gelassen, sondern sind im zweiten Vierteljahr ebenfalls beträchtlich hinter der Vorjahrshöhe zurückgeblieben. So lagen die während des ersten Halbjahrs insgesamt erteilten Aufträge und ebenso auch die gemeldeten Baubeginne für gewerbliche Gebäude um mehr als 25% unter der Vorjahrshöhe. Wenn auch mit weiteren starken Rückgängen zunächst kaum zu rechnen sein dürfte, so ist doch auch eine wesentliche Zunahme der gewerblichen Bauaufträge angesichts der andauernden Kapitalknappheit wenig wahrscheinlich.

Beim öffentlichen Bau ist die Zahl der Bauvorhaben weiter leicht gestiegen. Die Auftragserteilung zeigt jedoch infolge der angespannten Finanzlage der öffentlichen Körperschaften ausgeprägt sinkende Tendenz.

Bei den Baustoffindustrien hat die günstige Absatzentwicklung während des zweiten Vierteljahrs eine rasche Zunahme der Beschäftigung bewirkt. Im Juni dürfte in der Mehrzahl der Industrien die Vorjahrshöhe der Produktion überschritten worden sein. In der

Ziegelindustrie konnten die noch im April außergewöhnlich hohen Bestände an nicht verkauften Mauerziegeln in den folgenden Monaten wesentlich verringert werden. Immerhin wurden sie Ende Juni von einer größeren Anzahl von Werken noch auf durchschnittlich eine Monatsproduktion angegeben und waren damit noch etwa doppelt so hoch wie im Vorjahr. Die Aussichten für den Baustoffabsatz im zweiten Halbjahr dürften mit Rücksicht auf den zu erwartenden Rückgang der Wohnungsbauplanungen sowie die sinkende Tendenz im gewerblichen und öffentlichen Bau weniger günstig als bisher, aber doch immerhin noch befriedigend sein.“

Die Internationale Handelskammer gegen die wirtschaftliche Betätigung der öffentlichen Hand. Die privatwirtschaftliche Tätigkeit der öffentlichen Hand und ihre Entwicklung hat in den letzten Jahren nicht nur in Deutschland, sondern auch im Auslande wachsende Aufmerksamkeit und Besorgnis in Wirtschaftskreisen hervorgerufen. Infolgedessen hat sich mit dieser Frage schon im Jahre 1927 die Internationale Handelskammer befaßt und ihre Landesgruppen angewiesen, über den gegenwärtigen Stand der privatwirtschaftlichen Betätigung öffentlicher Körperschaften in den einzelnen Ländern zu berichten. Als Ergebnis der Erhebungen hat die diesjährige Vollversammlung der Internationalen Handelskammer in Amsterdam am 12. Juli die folgende Resolution bekanntgegeben:

„Die Internationale Handelskammer gibt ihrer festen Überzeugung Ausdruck, die sich auf Erfahrung stützt und bestärkt wird durch die Enquête, die die einzelnen Landesgruppen veranstaltet haben, daß die private Initiative und die privatwirtschaftliche Führung der Unternehmungen das wirksamste Mittel darstellen, um den Fortschritt der Produktivität zu sichern und den allgemeinen Wohlstand zu steigern.

Die Privatwirtschaft hat bewiesen, daß sie besser als die öffentliche Verwaltung imstande ist, sich der immer verwickelter werdenden Mannigfaltigkeit der gegenwärtigen Bedürfnisse anzupassen sowie künftige vorzusehen und anzuregen. Auf Grund ihrer Erfahrungen und Forschungen ermöglicht sie eine ständig fortschreitende Vervollkommnung der Technik. Durch Senkung der Herstellungskosten stärkt sie die Kaufkraft aller Verbraucher. Die Verwendung des größten Teiles der Gewinne zur Weiterentwicklung der Unternehmungen und zur Schaffung neuer Produktionsmittel ermöglicht weitere Kapitalbildung. Die Privatwirtschaft übernimmt selbst das Risiko, das die öffentliche Hand auf die Steuerzahler abwälzt; sie bildet somit ein wichtiges Element für den Schutz der öffentlichen Finanzen.

Die wirtschaftlichen Notwendigkeiten führen die Unternehmer zum Bewußtsein ihrer Verantwortung gegenüber dem Personal, den Verbrauchern und der Gesellschaft. Mit der Entwicklung der Unternehmungen werden sich ihre Leiter mehr und mehr bewußt, daß ihre Sonderinteressen mit den allgemeinen Interessen verknüpft sind. Sie sind sich klar darüber, daß das Verfügungsrecht über die Mittel zur Produktion und zum Gütertausch eine soziale Aufgabe geworden ist, die ihnen Pflichten auferlegt und die außerdem von der öffentlichen Meinung immer wirksamer kontrolliert wird.

Die öffentliche Wirtschaftsführung ist nur auf den Gebieten berechtigt, wo die Tätigkeit untrennbar von der staatlichen Hoheitsgewalt ist. Überall wo es sich um eine industrielle oder kommerzielle Betätigung handelt, soll die öffentliche Hand auf die direkte Wirtschaftsführung verzichten und sich darauf beschränken, die Kontrolle auszuüben, die die Besonderheit bestimmter Unternehmungen rechtfertigen kann, wenn die Notwendigkeit dafür einwandfrei feststeht.

In allen Fällen, wo bestehende Unternehmungen der öffentlichen Hand wirtschaftlichen Charakter haben, ist es mindestens notwendig, daß ihre Betriebsführung auf rationalen geschäftlichen Grundsätzen aufgebaut ist. Zu dem Zweck ist es unbedingt erforderlich, daß diese öffentlichen Unternehmungen vollständige Autonomie auf verwaltungsmäßigem und finanziellem Gebiet besitzen, daß sie steuerlich mit den privaten Unternehmungen gleichgestellt werden und daß ihre Buchführung so eingerichtet wird, daß aus ihr die jeweilige Lage und die Ergebnisse klar hervorgehen.“

Neue allgemeine Bedingungen der Reichsbahn für die Vermietung von Lagerplätzen und Lagerräumen sowie von Tankplätzen. Während bisher keine einheitlichen, für das Reichsbahngebiet gültigen Bedingungen für die Vermietung von Lagerplätzen bestanden, hat die Reichsbahn-Gesellschaft nunmehr mit Wirkung vom 1. Juli 1929 neue „Allgemeine Bedingungen für die Vermietung von Lagerplätzen und Lagerräumen sowie von Tankplätzen“ eingeführt, die im Amtlichen Nachrichtenblatt der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Nr. 29 vom 17. Juli 1929 bekanntgegeben wurden.

Die neuen Bedingungen dürfen auf laufende Verträge aber nur im Wege der Kündigung, möglichst aber bis zum 1. April 1930 zur Anwendung gelangen.

Die Hauptverwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft macht in der Einführungsanweisung ausdrücklich darauf aufmerksam, daß von einer Erhöhung des Mietzinses aus Anlaß der Einführung der neuen Bedingungen abzusehen ist.

Gerichtliches Gutachten über Kellerabdichtung. Von der Industrie- und Handelskammer zu Berlin ist das nachstehende gerichtliche Gutachten erstattet worden:

„Bei einer Vereinbarung, einen neu herzustellenden Keller wasserdicht herzustellen, ist diese Vorkehrung gegen jedes Eindringen von Wasser von unten und seitlich „bis zur Terraihöhe“ vorzunehmen.“

Für den Rest des Jahres unveränderte Zementpreise. Die Zement-syndikate haben in der Presse bekanntgegeben, daß sie für die restlichen Monate des laufenden Jahres Zementlieferungen zu unveränderten Preisen zu übernehmen bereit sind.

Erlaß von Polizeivorschriften über Unfallverhütung. Da die von den Berufsgenossenschaften herausgegebenen Unfallverhütungsvorschriften den Polizeibehörden nur dann eine Handhabe zum selbständigen Einschreiten geben, wenn Gefahr im Verzuge ist, haben die meisten Polizeiverwaltungen Verordnungen herausgegeben, die sich nicht in allen Fällen mit den berufsgenossenschaftlichen Unfallverhütungsvorschriften deckten. Um in Zukunft alle Widersprüche auszuschalten, hat der Minister für Handel und Gewerbe in dem folgenden auszugsweise wiedergegebenen Erlaß vom 9. April 1929 — III 1104/29 —, betr. Polizeivorschriften über Unfallverhütung, bekanntgegeben:

„Im öffentlichen Interesse ist es geboten, Widersprüche, die zwischen den polizeilichen Vorschriften der Landesbehörden und den Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften entstehen könnten, möglichst zu vermeiden. Sofern nicht Gefahr im Verzug ist, haben daher die Polizeibehörden künftig vor Erlaß solcher Polizeivorschriften, welche die Verhütung von Unfällen bezwecken, und dabei auch dem Unfallversicherungszwange unterworfenen Gewerbe- und Betriebsarten treffen, den beteiligten Genossenschafts- oder Sektionsvorständen Gelegenheit zur Stellungnahme zu geben. Die erlassenen Polizeivorschriften sind diesen Genossenschafts- oder Sektionsvorständen im Abdruck mitzuteilen.“

Anpassung der Renten aus der Unfallversicherung an die geltenden Tariflöhne? Der Reichstag hat gelegentlich der Verabschiedung des Dritten Gesetzes über Änderungen in der Unfallversicherung am 7. Dezember 1928 u. a. eine Entschließung angenommen, durch die die Reichsregierung ersucht wird, „dem Reichstag einen Gesetzentwurf vorzulegen, der eine Neuregelung der Leistungen der Unfallversicherung auf Grund der gegenwärtigen Lohnverhältnisse vorsieht.“

Ohne den Inhalt des beabsichtigten Gesetzes des Näheren zu kennen, läßt sich zwar noch nicht sagen, wieviel die infolge der erneuten Umrechnung den Renten sich ergebende Mehrbelastung betragen würde, jedenfalls würde es sich aber um einen bedeutenden Betrag handeln. Die geforderte Anpassung den Renten an die gegenwärtige Lohnhöhe widerspricht dem Grundsatz im Rechte der Unfallversicherung, daß für die Bemessung der Entschädigungen die zur Zeit des Unfalls bestehenden Verdienstverhältnisse maßgebend sind. Dieser Grundsatz muß aufrecht erhalten bleiben, wenn man überhaupt den besonderen Charakter des Rentenanspruchs in der Unfallversicherung anerkennt. Er steht im engsten Zusammenhang damit, daß der Verletzte seine Rente für die ganze Dauer seiner Erwerbsunfähigkeit ohne Rücksicht auf seinen sonstigen Gesundheitszustand oder sein Alter erhält, obwohl er auch, wenn er den Unfall nicht erlitten hätte, infolge Krankheit oder Alter aus dem Erwerbsleben früher oder später ausgeschieden wäre. Zudem ist durch das Änderungsgesetz vom 14. Juli 1925 eine Aufwertung der alten Renten in einer Höhe erfolgt, wie sie auf keinem anderen Gebiet zu verzeichnen ist.

Zwangshaftpflichtversicherung für Kraftwagenbesitzer? Das Reichsverkehrsministerium hat mit Rücksicht auf die Gefährdung des Publikums durch die Ausdehnung des Kraftfahrzeugverkehrs die Regierungen der Länder um Stellungnahme zur Einführung der zwangswweisen Autohaftpflichtversicherung für alle Kraftfahrzeughalter aufgefordert; Preußen und Sachsen werden sich dem Vernehmen nach für einen Zwang durch Reichsgesetz entscheiden. Der Versicherungszwang ist bereits für die Halter von Kraftdroschken in Berlin, Köln und im Freistaat Baden eingeführt. Vorgeschlagen wird die Übernahme der Versicherung durch die Haftpflichtversicherungsanstalten der Berufsgenossenschaften. Die Schweiz und Dänemark haben bereits die obligatorische Autohaftpflichtversicherung vorgeschrieben.

Die Arbeitsmarktlage im Reich. (Bericht der Reichsanstalt für die Zeit vom 2. bis 7. September 1929.)

Die Kurve der Arbeitslosigkeit ist in der Berichtswoche zunächst nicht weiter gestiegen. Die allmählich einsetzende Nachfrage der

Landwirtschaft nach Arbeitskräften für die Hackfrüchtereite, saisonmäßige Belegung in verschiedenen Zweigen des Nahrungs- und Genußmittelgewerbes und der Bekleidungsindustrie schufen für das Gesamtbild noch einen Ausgleich gegenüber dem Beschäftigungsrückgang in einer Reihe von Industrien.

In den Bezirken Nordmark, Schlesien, Bayern, Pommern und Brandenburg war eine leichte Entlastung des Arbeitsmarktes festzustellen; die stärksten Zugänge an Arbeitslosen hatten Niedersachsen, Mitteldeutschland, Westfalen, danach Ostpreußen, Rheinland, Hessen und Sachsen.

Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung, die bekanntlich nicht mit der Gesamtziffer der Arbeitslosen gleichzusetzen ist, hat gegenüber der Vorwoche nur einen minimalen Zuwachs erfahren. In den meisten Bezirken ist zur Zeit die Lage für weibliche Berufe im ganzen günstiger als für männliche.

Die Klagen über die Zunahme kurzfristiger Arbeitsverhältnisse, die schon in der Vorwoche laut wurden, wiederholen sich in verstärktem Maße. Das Landesarbeitsamt Rheinland weist darauf hin, daß die über das Jahr verteilte Aushilfs- und Gelegenheitsarbeit sich, im Gegensatz zur berufsmäßigen Arbeitslosigkeit, der öffentlichen Aufmerksamkeit entzieht. Von den verschiedenen Berufsgruppen sind an diesen Arbeitsverhältnissen von kürzester Dauer besonders beteiligt der Musikerberuf, das Verkehrsgewerbe, das Nahrungs- und Genußmittelgewerbe und auffälligerweise das Vervielfältigungsgewerbe.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Im Ruhrkohlenbergbau kamen Entlassungen und Neueinstellungen im ganzen ungefähr zum Ausgleich. Doch nahm die Zahl der Feierschichten wegen Absatzmangels zu. Im Aachener Steinkohlenrevier bestand ungedeckter Bedarf an Hauern und Lehrhauern. Im Braunkohlenbergbau blieb die Beschäftigung im ganzen gut.

Aus der Industrie der Steine und Erden melden besonders die Bezirke Westfalen und Mitteldeutschland größere Entlassungen und einen Rückgang der Beschäftigung infolge des frühzeitigen Abschlusses der Bausaison.

In der Metallindustrie überwiegen die ungünstigen Berichte. So hat sich insbesondere die Beschäftigung in den Werften, in den sächsischen Gießereien und Maschinenfabriken, in den bayerischen Betrieben und in einzelnen Bezirken von Rheinland und Mitteldeutschland verschlechtert. Aus Kiel konnten Arbeitskräfte nach Rotterdam vermittelt werden. In Berlin war die elektrotechnische Industrie gut beschäftigt.

Die Entwicklung des Arbeitsmarktes im Baugewerbe wird in den meisten Bezirken mit Besorgnis betrachtet. Insbesondere im Hochbau konnten Vermittlungen fast nur noch in den mit dem Ausbau beschäftigten Berufen stattfinden (Maler, Dachdecker, Töpfer). Das Landesarbeitsamt Westfalen wirft die Frage auf, ob die zunehmende Beschleunigung des Bautempos nicht zu einer Verkürzung der Bausaison beiträgt, falls die Produktion nicht gleichzeitig einen größeren Umfang annimmt. Das Landesarbeitsamt Nordmark erwartet für den Herbst einen Erfolg der Bestrebungen auf bessere zeitliche Verteilung der Bauaufträge. Während in Ostpreußen, Schlesien (mit Ausnahme von Oberschlesien — merkliche Verschlechterung) und Westfalen Zu- und Abgänge bei den Arbeitsämtern sich annähernd ausglich, ist die Verschlechterung in den meisten anderen Bezirken deutlich erkennbar. Die Beschäftigung des Baugewerbes ist u. a. in Hessen gegenüber dem Vorjahre erheblich zurückgeblieben (zur Zeit 7780 arbeitslose Facharbeiter gegenüber 3560 zur gleichen Zeit des Vorjahres); wie Hessen mitteilt, leidet der Baumarkt in den ländlichen Bezirken ganz besonders unter Kapitalmangel. Während in Westfalen nach Ansicht der meisten Arbeitsämter die diesjährige Bauperiode früh zu Ende gehen wird, rechnen einige andere Bezirke nicht mit einem plötzlichen Absinken des Beschäftigungsgrades. Pommern erwartet von der Inangriffnahme von Siedlungsbauten in den Bezirken Stralsund und Kolberg in nächster Zeit noch eine leichte Belegung des Baumarktes. Auch in der Nordmark wird eine größere Anzahl von Bauvorhaben erst in den Herbstmonaten in Angriff genommen.

Für die Einzelberufe des Baugewerbes ist eine gute Beschäftigung überwiegend für die Innenarbeiter im Hochbau — neben Glasern, Gipsern, Fliesenlegern und vor allem für Ofensetzer — festzustellen. Nach den vorliegenden Berichten ist einheitlich für Zimmerer und im allgemeinen auch für Maurer und Maler eine Verschlechterung in der Berichtswoche eingetreten. An Dachdeckern besteht Mangel in Zittau (Sachsen).

Verschiedentlich boten neu aufgenommene Arbeiten im Tiefbaugewerbe Arbeitsmöglichkeiten (Drainagearbeiten in Ostpreußen; Dülmer Strandbad, Baggereiarbeiten im Mindener Bezirk, Tiefbauarbeiten im Lüdenscheider Bezirk und Bau der Gasfernleitung in Westfalen). Die in Südwestdeutschland im Hochbau entlassenen Hilfsarbeiter konnten größtenteils ein Unterkommen im Tiefbau finden, der in Südwestdeutschland noch gut beschäftigt ist. Entlassungen erfolgten u. a. beim Oderstrombau (Schlesien).

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 1. August 1929.

- Kl. 5 c, Gr. 1. A 49 436. Hugo Altenhoff, Brechten-Dortmund, Chausseestr. 197. Baggerähnliche Vorrichtung zum maschinellen Beladen des Förderkübels. 4. XII. 26.
- Kl. 5 d, Gr. 14. K 102 237. Artur Kanczucki, Witkowitz, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Versatzmaschine, bestehend aus zwei auf einander austragenden, von je einem Motor angetriebenen Kratzbandförderern. 27. XII. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 28. B 131 543. Marie Joseph Auguste Berret, Pagny s. Moselle, Meurthe et Moselle, Frankr.; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Profilhobel mit einem seitlich am Hobelkasten befestigten Sägeblatt, insbes. zum Anschneiden und Nachdeheln der Schienenlager von Schwellen. 27. V. 27.
- Kl. 19 b, Gr. 5. B 132 022. Josef Borzutzky, Hindenburg-Zaborze, O.-S., Ottilienstr. 16. Fahrbarer Sandstreuer mit einem durch ausschaltbaren Antrieb von der Radachse in schüttelnde Bewegung versetzten Streutisch. 20. VI. 27.
- Kl. 19 f, Gr. 1. A 48 267. Maximilian Arnoldy, Berlin N 65, Otawistraße 31. Eiserne Verkleidung in Tunnels, Stollen u. dgl. Räumen. 7. VII. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 5. W 81 132. Karl Ernst Wenzel, Hamborn, Rhein, Kronstr. 16. Hemmschuh; Zus. z. Anm. W 73 647. 11. VI. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 3. P 58 650. Julius Pintsch, Akt.-Ges., Berlin O 27, Andreasstr. 71—73. Scheinwerferoptik, insbes. für Eisenbahnsignale. 25. IX. 28.

- Kl. 20 i, Gr. 4. R 77 474. Alfred Rahlson, Berlin W 50, Passauer Straße 5. Weiche für leichte Schienengleise. 12. III. 29.
- Kl. 35 b, Gr. 3. A 55 254. Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde i. d. Mark. Wippkran mit waagerechter Lastführung; Zus. z. Anm. A 52 954. 31. VIII. 28.
- Kl. 37 d, Gr. 39. Sch 84 273. Fa. Paul Schwarz, Berlin S 42, Brandenburgstr. 11. Vorrichtung zum Schutze der Kanten von Mauern und Türen bei Einfahrten. 25. X. 27.
- Kl. 37 f, Gr. 3. K 107 727. Dr. Oskar Kron, Berlin W 50, Regensburger Str. 27. Behälter. 27. I. 28.
- Kl. 42 a, Gr. 12. G 71 786. Johannes Günther, Leipzig-Reudnitz, Eilenburger Str. 31. Kurvenzirkel. 21. XI. 27.
- Kl. 45 a, Gr. 20. H 109 952. Emil Heumann, Itzehoe, Holst., und Heinrich Evers jun., Rethwisch, Holst. Maschine zum Reinigen und Ziehen von Gräben. 2. II. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 87. B 139 679. Richard Bialas, Schwientochlowitz, Pol. Oberschlesien; Vertr.: Dipl.-Ing. Erhard Loebe, Pat.-Anw., Gleiwitz. Mechanische Verladeeinrichtung; Zus. z. Anm. B 132 560. 4. X. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 126. Sch 79 632. Albert Schlick, Borna b. Leipzig, Dinterplatz 4. Fahrbarer Absetzer mit Gegengewichtsarm am oberen und Ausleger am unteren Ende einer drehbaren Säule. 23. VII. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. D 50 103. Hans Dorf Müller, München, Grimmstr. 4. Luft- und lichtdicht abgeschlossenes Frischwasserklärbecken, insbes. für fetthaltige Abwässer. 26. III. 26.
- Kl. 85 d, Gr. 4. A 52 758. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. H. Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Kühlvorrichtung für den Wasserbehälter eines Trinkbrunnens. 19. XII. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Heiz- und Lüftungsanlagen in den verschiedenen Gebäudearten einschl. Warmwasserversorgungs-, Befeuchtungs- und Entnebelungsanlagen. Von M. Hottinger und W. v. Gonzenbach. Berlin, J. Springer 1929. Preis geh. RM 8,50.

Das Werk enthält nicht, wie wohl zuerst angenommen werden könnte, eine Darstellung der Systeme und ihre konstruktive Durchbildung, sondern gibt Erörterungen über die jeweils zu beachtenden Grundlagen und Anleitung, einen prinzipiellen Standpunkt zu gewinnen. Bezüglich der konstruktiven Ausbildung wird auf die schon vorhandenen Werke von Hottinger verwiesen.

In dem der Hygiene gewidmeten ersten Teil (Prof. Dr. v. Gonzenbach) werden die physikalischen Zustände der Luft als Atmungsstoff und Übertragungsmittel der Heizung und die physiologischen Beziehungen zum menschlichen Organismus sowie die hieraus zu stellenden Forderungen behandelt.

Der zweite Teil (Ing. Hottinger) gibt zunächst einen allgemeinen Überblick über die Heizungs- und Lüftungstechnik, in dem besonders Vergleiche zur Bestimmung der Wirtschaftlichkeit und für die einzelnen

Monate und Heizstoffe getrennte Verbrauchszahlen, die selten in Lehrbüchern vorkommen, angenehm auffallen und erörtert dann die technischen Anforderungen getrennt nach den einzelnen Gebäudearten: Wohnhäuser, Gewächshäuser, Heilanstalten, Unterrichtsgebäude, Geschäftsgebäude, Warenhäuser, Markthallen, Restaurants und Hotels, Saalbauten und dergl. — im ganzen 22 verschiedene Gruppen. Im einzelnen werden die verschiedenen üblichen Raumtemperaturen aufgeführt und dann die Eignung der verschiedenen Heizungsarten mit ihren Einzelteilen beleuchtet.

Das Werk zeigt somit im zweiten Teil ein besonderes Gesicht. Gerade für alle diejenigen, die die Einzelausführung dem Sonderfachmann überlassen müssen oder wollen, wird es ein sehr willkommener Führer sein, es ist für die Aufstellung eines allgemeinen Entwurfs oder Programms, zur Klärung von Streitigkeiten hervorragend geeignet. Auch die Fachleute im engeren Sinne werden es gern benützen und ihr Wissen bereichern können, da es streng wissenschaftlich gehalten ist und reiche Erfahrungswerte birgt.

Reichsbahnoberrat Wentzel.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Nachweis von Sachverständigen für sämtliche Fachrichtungen des Ingenieurberufes.

Im Verein deutscher Ingenieure besteht seit längerem ein Nachweis von Sachverständigen für sämtliche Fachrichtungen des Ingenieurberufes. Um auch die Sachverständigen des Bauwesens in diesem Nachweis möglichst restlos zu erfassen, ist der VDI, an die Geschäftsstelle der Gesellschaft herangetreten mit der Bitte, unsere Mitglieder auf diese Einrichtung hinzuweisen. Insbesondere bitten wir hierdurch diejenigen unserer Mitglieder, die eine Sachverständigentätigkeit ausüben wollen, der Geschäftsstelle dies mitzuteilen, damit die Aufnahme in den Sachverständigennachweis des VDI erfolgen kann. Der Nachweis ist in Karteiform geordnet, so daß der VDI jederzeit in der Lage ist, Anfragen nach Sachverständigen in kürzester Zeit vollständig und unparteiisch zu erledigen.

Herbsttagung der D. G. f. B.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hält am Mittwoch den 2. Oktober und Donnerstag, den 3. Oktober 1929 ihre Herbsttagung in Berlin ab. Die Vorträge finden am 2. Oktober 1929 nachm. 5 Uhr im großen Saal des Ingenieurhauses statt; am

Donnerstag, den 3. Oktober 1929 folgen Besichtigungen. Näheres finden Sie in der nächsten Nummer des „Bauingenieur“.

Mitgliedbeiträge.

Können Sie einen Eisenbetonbau ohne Zement errichten? Natürlich nicht! Ebenso wenig ist die Geschäftsstelle der G. f. B. in der Lage, ihre Aufgabe zu erfüllen, wenn ihr die erforderlichen Mittel nicht verfügbar sind. Wie der Zement dem Beton die nötige Festigkeit gibt, so ermöglicht erst der rechtzeitige und vollständige Eingang der Mitgliedbeiträge rationelles und tatkräftiges Arbeiten der Gesellschaft. Obwohl das Jahr 1929 bereits zu drei Vierteln verflossen ist, haben bisher eine Anzahl unserer Mitglieder den für 1929 falligen Beitrag noch nicht entrichtet. Wiederholtes Mahnen aber ist unrationell und bedeutet Leerlaufarbeit, welche der Geschäftsstelle unnötige Zeit kostet, die besser für andere Zwecke verwendet werden könnte. Wir sind überzeugt, daß die betreffenden Mitglieder nicht absichtlich die Geschäftsstelle zu Leerlaufarbeit veranlassen wollten, sondern infolge eigener Arbeitslasten übersahen, ihren Beitrag rechtzeitig einzusenden. Hoffen wir, daß die mit der Beitragzahlung für 1929 im Rückstand befindlichen Mitglieder die entsprechende Summe nun in Bälde entrichten werden.