

Mitteilungen
über
Forschungsarbeiten

auf dem Gebiete des Ingenieurwesens

insbesondere aus den Laboratorien
der technischen Hochschulen

herausgegeben vom

Verein deutscher Ingenieure.

Heft 80.

Alchel: Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommen schiefen Ueberfallwehren.

Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

Mitteilungen über Forschungsarbeiten.

Die bisher erschienenen Hefte enthalten:

Heft 1.

- Bach:** Untersuchungen über den Unterschied der Elastizität von Hartguß (abgeschrecktem Gußeisen) und von Gußeisen gewöhnlicher Härte.
- , Zur Frage der Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen bei Sandstein.
 - , Versuche über die Abhängigkeit der Festigkeit und Dehnung der Bronze von der Temperatur.
 - , Versuche über das Arbeitsvermögen und die Elastizität von Gußeisen mit hoher Zugfestigkeit.
 - , Versuche über die Druckfestigkeit hochwertigen Gußeisens und über die Abhängigkeit der Zugfestigkeit desselben von der Temperatur.
 - , Untersuchung über die Temperaturverhältnisse im Innern eines Lokomobilkessels während der Anheizperiode.

Heft 2. vergriffen.

- Striebeck:** Kugellager für beliebige Belastungen.
- Göpel:** Die Bestimmung des Ungleichförmigkeitsgrades rotierender Maschinen durch das Stimmgabelverfahren.
- Holborn und Dittenberger:** Wärmedurchgang durch Heizflächen.
- Lüdicke:** Versuche mit einem Lufthammer.

Heft 3. vergriffen.

- Meyer:** Untersuchungen am Gasmotor.
- Martens:** Zugversuche mit eingekerbten Probekörpern.
- Werkzeugstahl-Ausschuß:** Schnelldrehstahl.

Heft 4. vergriffen.

- Bach:** Versuche über die Abhängigkeit der Zugfestigkeit und Bruchdehnung der Bronze von der Temperatur.
- Lindner:** Dampfhammer-Diagramme.
- Bach:** Eine Stelle an manchen Maschinenteilen, deren Beanspruchung aufgrund der üblichen Berechnung stark unterschätzt wird.
- Körting:** Untersuchungen über die Wärme der Gasmotorenzylinder.
- Claaßen:** Die Wärmeübertragung bei der Verdampfung von Wasser und von wässrigen Lösungen.

Heft 5. vergriffen.

- Bach:** Die Elastizität der an verschiedenen Stellen einer Haut entnommenen Treibriemen.
- Staus:** Beitrag zur Wärmebilanz des Gasmotors.
- Pfarr:** Bremsversuche an einer New American Turbine.
- Bach:** Zur Frage des Wärmewertes des überhitzten Wasserdampfes.

Heft 6. vergriffen.

- Schröder:** Versuche zur Ermittlung der Bewegungen und Widerstandsunterschiede großer gesteuerter und selbsttätiger federbelasteter Pumpen-Ringventile.
- Westberg:** Schneckengetriebe mit hohem Wirkungsgrade.
- Frahm:** Neue Untersuchungen über die dynamischen Vorgänge in den Wellenleitungen von Schiffsmaschinen mit besonderer Berücksichtigung der Resonanzschwingungen.

Heft 7. vergriffen.

- Striebeck:** Die wesentlichen Eigenschaften der Gleit- und Rollenlager.
- Schröder:** Untersuchung einer Tandem-Verbundmaschine von 1000 PS.
- Austin:** Ueber den Wärmedurchgang durch Heizflächen.

Heft 8. vergriffen.

- Langen:** Untersuchungen über die Drücke, welche bei Explosionen von Wasserstoff und Kohlenoxyd in geschlossenen Gefäßen auftreten.
- Meyer:** Untersuchungen am Gasmotor.

Heft 9. vergriffen.

- Lasche:** Die Reibungsverhältnisse in Lagern mit hoher Umfangsgeschwindigkeit.
- Dittenberger:** Ueber die Ausdehnung von Eisen, Kupfer, Aluminium, Messing und Bronze in hoher Temperatur.

- Bach:** Die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften der Eisensorten, für welche nach dem vorhergehenden Aufsatz die Ausdehnung durch die Wärme ermittelt worden ist.
- , Versuche zur Klarstellung der Verschwächung zylindrischer Gefäße durch den Mannlochausschnitt.

Heft 10.

- Günther:** Verfahren zur Gewinnung von Kupfer und Nickel aus kupfer- und nickelhaltigen Magnetkiesen.
- Grübler:** Versuche über die Festigkeit von Schmirgel- und Karborundumscheiben.
- Klein:** Reibungsziffern für Holz und Eisen.

Heft 11.

- Schmidt:** Untersuchungen über die Umlaufbewegung hydrometrischer Flügel.
- Bach und Roser:** Untersuchung eines dreigängigen Schneckengetriebes.
- Frank:** Neuere Ermittlungen über die Widerstände der Lokomotiven und Bahnzüge mit besonderer Berücksichtigung großer Fahrgeschwindigkeiten.
- Bach:** Abhängigkeit der Wirksamkeit des Oelabscheiders von der Beschaffenheit des den Dampfzylindern zugeführten Oeles.

Heft 12. vergriffen.

- Lewicki:** Die Anwendung hoher Ueberhitzung beim Betrieb von Dampfturbinen.

Heft 13.

- Grißmann:** Beitrag zur Frage der Erzeugungswärme des überhitzten Wasserdampfes und sein Verhalten in der Nähe der Kondensationsgrenze.
- Diegel:** Der Einfluß von Ungleichmäßigkeiten im Querschnitte des prismatischen Teiles eines Probestabes auf die Ergebnisse der Zugprüfung.
- Schimanek:** Versuche mit Verbrennungsmotoren.
- Striebeck:** Der Wärmerißversuch von langer Dauer. Das Verhalten von Kupfer.

Heft 14 bis 16. vergriffen.

- Berner:** Die Erzeugung des überhitzten Wasserdampfes.

Heft 17.

- Meyer:** Versuche an Spiritusmotoren und am Diesel-Motor.
- Pfarr:** Bremsversuche an einer Radialturbine.
- Bach:** Versuche mit Granitquadern zu Brückengelenken

Heft 18.

- Schlesinger:** Die Passungen im Maschinenbau.
- Brauer:** Leistungsversuche an Linde-Maschinen.
- Büchner:** Zur Frage der Lavalschen Turbinendüsen.

Heft 19.

- Schröder und Koob:** Untersuchung einer von Van den Kerchove in Gent gebauten Tandemmaschine von 250 PS.
- Gutermuth:** Versuche über den Ausfluß des Wasserdampfes.
- , Die Abmessungen der Steuerkanäle der Dampfmaschinen.
- Strahl:** Vergleichende Versuche mit gesättigtem und mäßig überhitztem Dampf an Lokomotiven.

Heft 20.

- Bach:** Versuche mit Sandsteinquadern zu Brückengelenken.
- Stahl:** Untersuchung des Auslaufweges elektrischer Aufzüge.

Heft 21.

- Berner:** Die Fortleitung des überhitzten Wasserdampfes
- Knoblauch, Linde, Klebe:** Die thermischen Eigenschaften des gesättigten und des überhitzten Wasserdampfes zwischen 100° und 180° C. I. Teil.
- Linde:** Die thermischen Eigenschaften des gesättigten und des überhitzten Wasserdampfes zwischen 100° und 180° C. II. Teil.
- Lorenz:** Die spezifische Wärme des überhitzten Wasserdampfes.

Mitteilungen
über
Forschungsarbeiten

auf dem Gebiete des Ingenieurwesens

insbesondere aus den Laboratorien
der technischen Hochschulen

herausgegeben vom

Verein deutscher Ingenieure.

Heft 80.



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

ISBN 978-3-662-01835-4

DOI 10.1007/978-3-662-02130-9

ISBN 978-3-662-02130-9 (eBook)

Inhalt.

Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen schiefen Ueberfallwehren. Von Ordulf Georg Aichel	Seite 1
--	------------

Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen schiefen Ueberfallwehren.

Von Dr.-Ing. **Ordulf Georg Aichel.**

Einleitung.

Die Größe der Stauhöhe und Stauweite bei einem festen von einem Flußufer zum anderen reichenden Wehre hängt bei gegebener Konstruktionshöhe hauptsächlich von der Wasserführung des Flusses ab. Es kann hier die Höhenlage des Oberwassers nicht willkürlich geregelt werden. Bei Flüssen mit starken Hochwässern und Eisgang wird zu gewissen Zeiten ein hoher Stau eintreten, der den Uferanwohnern nachteilig und gefährlich werden kann. Die Hochwässer können nun auf sehr verschiedenartige Weise schadlos abgeführt werden. Es geschieht dies z. B. dadurch, daß das Wehr in seiner ganzen Ausdehnung oder auch nur teilweise als bewegliches Wehr ausgeführt wird. Zu Zeiten starken Wasserabflusses können die beweglichen Teile entfernt werden, so daß das Wasser im größeren Durchflußquerschnitt ohne wesentlich vermehrten Stau abströmen kann. Die solcher Art ermöglichte Regelung der Höhenlage des Oberwassers kann auch selbsttätig geschehen, wie überhaupt die Bauarten solcher beweglicher Wehre sehr mannigfaltig sind. Sie finden besonders in neuerer Zeit recht ausgedehnte Verwendung. Die beweglichen Wehre erfordern indessen eine ständige Ueberwachung, verursachen oft hohe Bau- und Ausbesserungskosten und sind nicht besonders widerstandsfähig. Ist daher eine so sorgfältige Regelung des Oberwassers nicht nötig und sprechen nicht andere gewichtige Gründe dagegen, so wird man zur Anlage eines durchweg festen Wehres schreiten, bei dem ein übermäßiger Stau bei Abgang des Hochwassers dadurch vermieden wird, daß man eine größere für den Abfluß des Wassers wirksame Länge wählt. Man erzielt diese Vermehrung der Wehrlänge durch Wahl eines entsprechenden Grundrisses. Die nachstehenden Abbildungen zeigen die gebräuchlichsten Anordnungen:

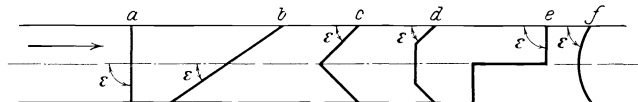


Fig. 1. Verschiedene Wehrformen.

In Fig 1 stellt *a* das gewöhnliche Wehr dar, das senkrecht zur Flußachse steht. Es wird gewöhnlich als »gerades« Wehr bezeichnet, eine Benennung, die nicht sehr zweckmäßig ist; denn jede andere Grundrißform, die aus einer oder mehreren »Geraden« besteht, verdient diese Bezeichnung mit dem gleichen Recht; um daher Mißverständnisse zu vermeiden und um das Bestimmende dieser

Grundrißgestalt, nämlich die senkrechte Stellung zur Flußachse, hervorzuheben, soll im folgenden ein Wehr der Anordnung der Fig. 1a als »normales Wehr« bezeichnet werden. Es ist von allen anderen Wehren der Fig. 1 am kürzesten, erfordert daher die geringsten Baukosten und wird am häufigsten ausgeführt, besonders bei Flüssen mit geringen Hochwässern und Eisgang.

Fig. 1b stellt das einfache »schiefe Wehr« dar. Es hat den Vorteil der leichteren Abfuhr der Hochwässer bei geringerem Stau infolge seiner größeren Länge. Diese bewirkt auch, daß auf die Sohle des Flußbettes ein geringerer Angriff ausgeübt wird. Der Winkel zwischen Wehr und Flußachse kann verschieden gewählt werden, doch dürfte eine Größe des Winkels ε von 20 bis 30° wohl die Grenze bilden. Diese Wehrstellung hat den Nachteil, daß das abströmende Wasser das gegenüberliegende Ufer stark angreift; dieses ist daher durch gute Befestigung vor Unterwaschungen zu schützen und gleichzeitig etwas auszubiegen. Zur Verminderung dieses Angriffes ist vorgeschlagen worden, der Wehrkrone ein Gefälle zu geben, im Falle der Fig. 1b vom rechten zum linken Ufer, wodurch das Wasser wieder etwas dem ungefährdeten Ufer zulenkt würde. Diese Eigenschaft der schiefen Wehre, das Wasser abzulenken, befähigt sie dazu, in Flußkrümmungen das konkave Ufer vor Unterwaschungen zu schützen.

Man kommt wegen der genannten nachteiligen Eigenschaften dieser einfachen schiefen Wehre zu Anordnungen der Fig. 1c, 1d oder 1f, also der »gebrochenen Wehre« und der »gekrümmten Wehre«. Bei diesen wird das abströmende Wasser der Flußmitte zugeführt, wodurch Ufer und Bett leichter zu unterhalten sind. Es kann auch angenommen werden, daß diese Grundrißgestalten widerstandsfähiger sind als die vorbesprochenen, wenn man gelten lassen will, daß sie als Sprengwerke wirken, und als solche finden sie auch bei Wildbachverbauungen ausgedehnte Verwendung. Die gekrümmte Form f wird bei Flüssen ziemlich häufig angewendet. Das gebrochene Wehr kann auch unsymmetrisch ausgeführt werden, wenn die Stromrichtung des Oberwassers derartig ist, daß es dem einen Wehrarme hauptsächlich zugedrängt wird; durch Verlegung des Scheitels kann dann die Länge dieses Armes gekürzt und so eine gleichmäßigere Verteilung der Wassermassen über beide Arme und damit eine bessere Abfuhr im Unterwasserbett ohne schädlichen Uferangriff erzielt werden.

Die schiefen, gebrochenen und gekrümmten Wehre leisten auch überall dort gute Dienste, wo es sich hauptsächlich darum handelt, das Wasser leicht den abzweigenden Kanälen zuzuleiten; auch werden sie infolge ihrer Stellung durch Stöße antreibender fester Körper, wie Eisschollen, Baumstämme usw., weniger leicht angegriffen.

Die besprochenen Grundrißgestalten können natürlich noch in verschiedener Weise abgeändert oder kombiniert werden, je nachdem es für den vorliegenden Fall gerade am zweckmäßigsten ist. Ein derartiger kombinierter Grundriß ist z. B. in Fig. 1e dargestellt, bestehend aus einem mittleren, zur Flußachse parallelen Teil und zwei anschließenden normalen Teilen. Diese Grundrißform hat den besonderen Vorteil, daß durch entsprechende Wahl der Länge des mittleren Teiles und durch Einbau von Schützen in denselben die Anlage in vollkommener Weise der Eigenart des Flusses angepaßt werden kann.

Unter sonst gleichen Umständen entspricht jeder Grundrißgestalt ein anderer Abflußkoeffizient, was im folgenden nun näher behandelt werden soll an Hand der Versuche, die der Verfasser im Jahre 1906 in dem Prof. Th. Rehbock unterstehenden Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe ausgeführt hat.

In den nachstehenden Ausführungen ist stets die Erscheinung des Ueberfallens des Wassers über ein normales, schiefes, gebrochenes oder gekrümmtes Wehr der Einfachheit halber selbst auch als normaler, schiefer usw. Ueberfall bezeichnet worden.

Die Versuchseinrichtung.

Die Hauptlaboratoriumsversuche über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit beweglicher Sohle, die Wirkung von Einbauten auf diese usw. werden in einer größeren eisernen Rinne ausgeführt¹⁾. Diese Hauptrinne wird von zwei Blechlängsträgern gebildet, die durch Querträger verbunden sind, die eine Blechhaut von 5 mm Stärke tragen. Auf diese Weise ist ein trogartiger Behälter von 19 m Länge, 2 m Breite und 0,4 m Tiefe gebildet. Unterhalb dieser Hauptrinne befindet sich an deren Fußende im Keller des Laboratoriumgebäudes der Hauptbehälter von 6 cbm Inhalt. Eine im Keller aufgestellte, durch elektrischen Motor angetriebene Kreiselpumpe befördert das Wasser aus diesem durch eine Rohrleitung von 200 mm Weite, die in einer Höhe von etwa 1,5 m über dem Rinnenrand an der Decke des Arbeitsraumes der Hauptrinne entlang führt, zu einem am Kopfende dieser letzteren befindlichen erhöhten Behälter. Aus diesem kann dann mittels eines Schiebers das Wasser in beliebiger Menge in die große Versuchsrinne eingeleitet und durch diese dem Hauptsammelbecken wieder zugeführt werden; der nicht verwendete Teil findet durch ein Ueberlaufrohr seinen Weg ebenfalls wieder zu diesem Hauptbecken zurück. Das Wasser macht demnach einen geschlossenen Kreislauf. Ueberfallversuche lassen sich in dieser eben beschriebenen Hauptrinne des Laboratoriums nicht gut ausführen. Hierzu dient eine im Jahre 1905 nach Angaben von Rehbock gebaute Ergänzungsanlage zum Laboratorium, die in Fig. 2 bis 4 dargestellt ist. Aus der oben erwähnten Hauptrohrleitung zweigt eine zweite Leitung von gleichem lichtem Durchmesser ab. Das Wasser kann mittels zweier Schieber in diese geleitet werden. Etwa in der Mitte der großen Hauptversuchsrinne, auf deren Längsträger aufgelagert und auf starken Rollen leicht verschiebbar, ruht der Behälter *B*. Er besteht aus 4 mm starkem Eisenblech und hat 2,5 cbm Inhalt. An der einen Wand trägt er einen Einlaufkasten *A*, in den die eben erwähnte abgezweigte Rohrleitung einmündet; zwei quadratische, symmetrisch in der Wand des Behälters *A* angebrachte Oeffnungen von 0,4 m Seitenlänge stellen die Verbindung zwischen *A* und *B* her. An der gegenüberliegenden Wand von *B* befinden sich zwei weitere quadratische Oeffnungen von 0,34 m Seitenlänge; sie sind durch Messingschieber vollkommen dicht verschließbar und dienen als Notablässe. In der Mitte derselben Wand von *B* befindet sich am oberen Ende ein rechteckiger Ausschnitt von 0,35 m Tiefe und 0,64 m Breite, vor dem eine Messingplatte von 6 mm Stärke befestigt ist, die den Eichüberfall, einen Ausschnitt von 200 mm Tiefe und 500,1 mm Breite mit unter 30° abgeschrägten scharfen Kanten enthält. Die Mutterschrauben zur Befestigung dieser Platte an der Behälterwand haben etwas Spielraum, so daß die untere Kante des Ueberfalles mit Hülfe einer Setzlibelle oder durch Einnivellieren mit aller erforderlichen Schärfe wagerecht gestellt werden kann. Hier wird durch Messen der Ueberfallhöhe die sekundlich abfließende Wassermenge, die dann gleichzeitig bei dem zur Untersuchung stehenden Ueberfall verwendet wird, gemessen. Dieses mittelbare Verfahren zur Bestimmung

¹⁾ Th. Rehbock, Zeitschrift für Bauwesen 1903: »Das Flußlaboratorium der Großh. Techn. Hochschule Friderichana in Karlsruhe.

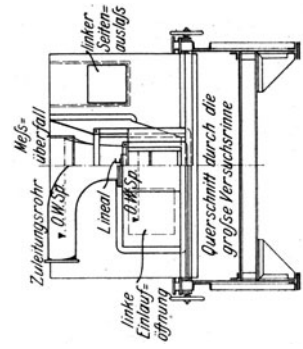


Fig. 4.

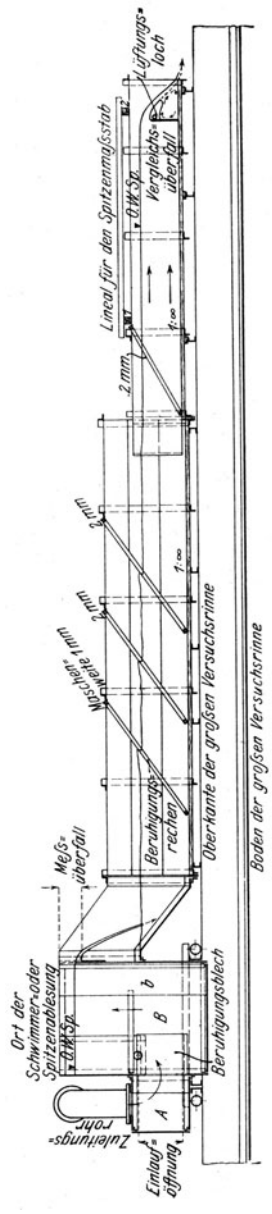


Fig. 2.

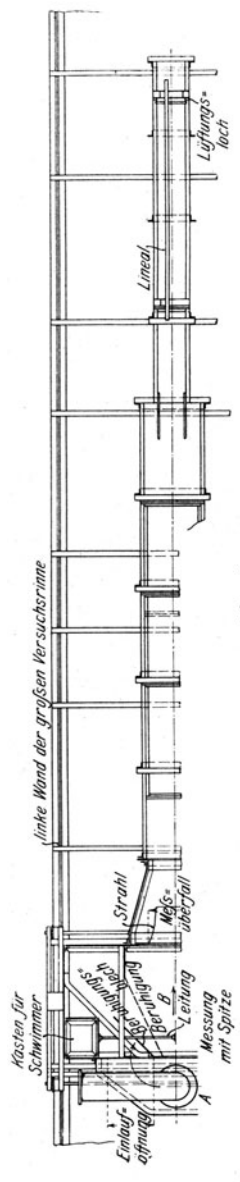


Fig. 3.

Fig. 2 bis 4. Gesante Versuchsanlage mit schmaler Versuchsrinne.

der Wassermenge, das durch Rehbock in den Laboratoriumsbetrieb eingeführt wurde, gestattet ein bedeutend bequemeres, rascheres und vor allem sparsameres Arbeiten. Um die Messungen mit möglichster Sicherheit ausführen zu können, wurde danach getrachtet, eine gute Beruhigung des Wassers hervorzubringen. Anfangs wurde hierzu grobe Sackleinwand, durch die das Wasser hindurchtreten mußte, verwendet. Die erreichte Beruhigung war damit allerdings sehr gut; aber einzelne Fasern der Leinwand lösten sich leicht ab, gelangten ins Wasser und damit an die eintauchenden Teile der Meßgeräte, wodurch vielfach Störungen in den Beobachtungen verursacht wurden; außerdem versetzt sich die Leinwand allmählich durch Ansammlung feiner Sinkstoffe. Zur Beseitigung dieser Uebelstände ließ Rehbock, um die dem Wasser innewohnende lebendige Kraft zu zerstören, zwei schräg vor den beiden Einströmöffnungen in dem Behälter *B* liegende Bleche anbringen, gegen die sich das Wasser bewegen muß. Sodann wurden noch zwei stehende, an die kurzen Blechwände *b* anschließende, gelochte Bleche von 1,1 m Höhe eingebaut, die das Wasser durchströmen muß, um dann erst in die Ausflußöffnung zu gelangen. Auf solche Weise war eine vorzügliche Beruhigung erreicht, die allen Anforderungen entsprach; es bildet sich eine spiegelglatte Oberfläche des Wassers, in die die Spitzen sehr genau eingestellt werden können.

Die Ueberfallhöhen wurden, wie später gezeigt wird, in der Symmetrieebene der Versuchsanlage in genügender Entfernung von der Ueberfallkante durch Spitzeneinstellung gemessen oder auch durch Ablesen an einer noch näher zu erwähnenden Schwimmervorrichtung, die ihre Aufstellung über dem seitlich im großen Behälter *B* angebrachten, allseitig abgeschlossenen kleineren Behälter von 0,30 zu 0,35 m Querschnitt fand. In diesem befindet sich ein Schwimmer. Ein Rohr von 15 mm Dmr. führt in die Symmetrieebene des Behälters *B* unter die Stelle, wo die gesuchte Ueberfallhöhe sich ausbildet. Vergleichende Untersuchungen haben gezeigt, daß die Höhe des Wasserspiegels in dem Behälter, welcher den Schwimmer birgt, auch in Wirklichkeit unter allen Umständen mit derjenigen oberhalb des Ueberfalles, wo die Oberfläche noch wagerecht ist, übereinstimmt und somit ein Einfluß etwaiger Geschwindigkeiten vor der Rohröffnung nicht zu bemerken war.

Nach Verlassen des Meßüberfalles strömt das Wasser in die eigentliche Versuchsrinne für Ueberfälle ein. Diese Rinne besteht aus einem im Lichten annähernd 50 cm breiten, 71 cm hohen und 4 m langen Kasten aus ineinander eingefalzten Holzbohlen von 3 cm Stärke. Sie ist mit Winkelschienen verstärkt und mit Siderosten gestrichen, um ein Verziehen der Bohlen zu verhindern. Fig. 5 zeigt den Querschnitt der Rinne. In diesem Teile der Anlage befinden

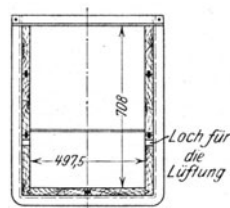


Fig. 5. Querschnitt der breiten Rinne.

sich auch die weiteren Beruhigungsvorrichtungen. Als solche dienen drei in Abständen von etwa 80 cm hintereinander gestellte, geneigte Rahmen aus Holzleisten, auf die Drahtnetze gespannt sind. Die Maschenweite beträgt bei dem

vordersten 1 mm, bei den beiden folgenden je 2 mm. Diese Beruhigungsrahmen erwiesen sich als ein ebenso einfaches wie zweckmäßiges Mittel. Ein für die schnelle Beruhigung des Wassers sehr wirksames Mittel sind nach Angaben von Prof. Brauer eingehängte floßartige Schwimmkörper, die vom Wasser getragen werden; sie haben sich bei Versuchen mit fließendem Wasser aufs beste bewährt.

An diese breite Beruhigungsrinne schloß sich eine schmale Rinne an; sie ist etwa 25 cm im Lichten breit, 43 cm hoch und 3 m lang. In ihr fanden die Tafeln, an denen die Ueberfälle beobachtet werden sollten, Aufstellung. Auch sie ist mit Winkelschienen verstärkt und mit Siderostenfarbe gestrichen. Beim Uebergang von der breiten Rinne in die schmale bilden sich seitliche Einschnürungen aus; dadurch werden Unregelmäßigkeiten der Oberfläche hervorgerufen. Diese Einschnürungen wurden durch zugeschärfte Führungswände aus Holz, die etwa 30 cm in die breite Rinne hineinragten, vollkommen beseitigt, so daß also eine Beunruhigung des Wassers an dieser Stelle verhindert wurde. Bei den weniger schief stehenden Ueberfällen konnte auch noch ein weiteres Drahtnetz in der schmalen Rinne angebracht werden, doch war es entbehrlich, da auch ohnedies schon genügende Beruhigung und Parallelismus der Stromlinien eintrat.

Die Wehrtafeln bestanden aus 4 mm starkem Eisenblech, die eine Wehrhöhe von rd. 25 cm ergaben. Die Längskante, die dazu bestimmt war, die Ueberfallkante zu bilden, ist, wie beim Meßüberfall, auch hier derartig abgeschragt, daß der an der Kante entstehende Winkel 30° mißt, Fig. 6. Die Kante

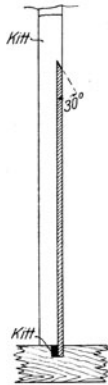


Fig. 6. Wehrtafel.

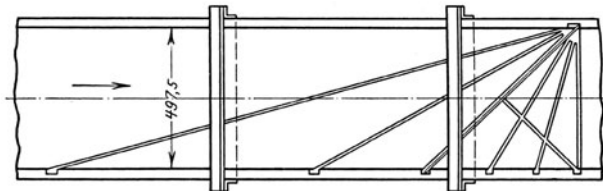


Fig. 7. Grundriß der breiten Rinne mit Ansicht der Falze.

selbst war fein und sauber bearbeitet und wurde sorgfältig blank gehalten und vor Beschädigungen geschützt. Auch die Flächen der Wehrtafeln waren mit Siderosten gestrichen, um sie vor Rost zu behüten und ihnen die gleiche Rauigkeit wie den Rinnenwänden zu geben. Ihre Befestigung fanden diese Wehrtafeln in Falzen, die in die Wände und in den Boden der Rinne eingeschnitten waren, Fig. 7. Die sämtlichen Falze des Bodens laufen von derjenigen Nutstrahlenförmig aus, die zur seitlichen Befestigung des normalen Wehres dient; sie entsprechen den verschiedenen Wehrstellungen, die untersucht werden sollten, vom normalen Wehr an bis zu demjenigen, das unter 15° gegen die Rinnenachse geneigt ist, mit Zwischenstellungen in Abständen von je 15° . Bei den Versuchen in breiter Rinne kamen dazu dann noch Falze für gebrochene und gekrümmte Wehre. Die Tafeln wurden von oben in die entsprechenden Falze an den Wänden eingelassen, nachdem sämtliche Falze mit gewöhnlichem Glaserkitt ausgefüllt waren. Lag die Tafel satt im Kitt auf und war sie durch Unter-

stopfung mit kleinen Keilen derart eingestellt, daß ihre Ueberfallkante genau wagerecht stand, so wurde der Kitt überall glatt und mit den Wänden bündig gestrichen. Desgleichen wurden auch die übrigen Falze, die bei einem Versuche nicht gebraucht wurden, zugekittet und glatt gestrichen. Mit Hülfe des Glaserkittes war ein vollkommen wasserdichter Verschuß herzustellen, der durch den einseitigen Wasserdruck nur noch besser zur Wirkung kam. Mit Kitt wurden auch die Fugen der Holzrinnen gedichtet. Durch diese ganze Anordnung fanden die Wehrtafeln eine sehr feste, dichte und saubere Aufstellung, bei der in leichtester Weise eine sehr genaue, wagerechte Einstellung der Ueberfallkante erreicht werden konnte. Es bildete dies den Hauptgrund für die Wahl von Holz zur Herstellung der Rinnen. Dazu kam noch, daß die Lüftung des Strahles bei einer Holzrinne auf die bequemste Art vollzogen werden konnte. Es wurde einfach in einer geringen Entfernung stromabwärts von den Seitenfalzen und etwas unterhalb der Ueberfallkante je ein Loch von etwa 25 mm Dmr. in die Gerinnewand gebohrt, wie aus den Fig. 2 und 3 ersichtlich ist. Der Abstand der Falze, die dem normalen Wehre zur Befestigung dienten, vom Ende der Rinne betrug 36 cm. Dem Strahle wurde dadurch auch bei den größten vorkommenden Ueberfallhöhen in seiner ganzen Ausdehnung eine seitliche und untere Führung gegeben, und er konnte sich erst nach allen Seiten ausbreiten, wenn sein Fuß bereits wagerecht verlief. Eine Rückwirkung auf den Abflußkoeffizienten fand nicht mehr statt.

In Fig. 8 und 9 ist die Anordnung dargestellt, wie sie den Versuchen in der breiten Rinne von etwa 50 cm lichter Weite zugrunde lag. An den Behälter *B* schließen sich abnehmbare Behälter *C* und *D* an. Verschiedener Umstände halber mußte die Versuchsrinne unmittelbar an den letzten Behälter

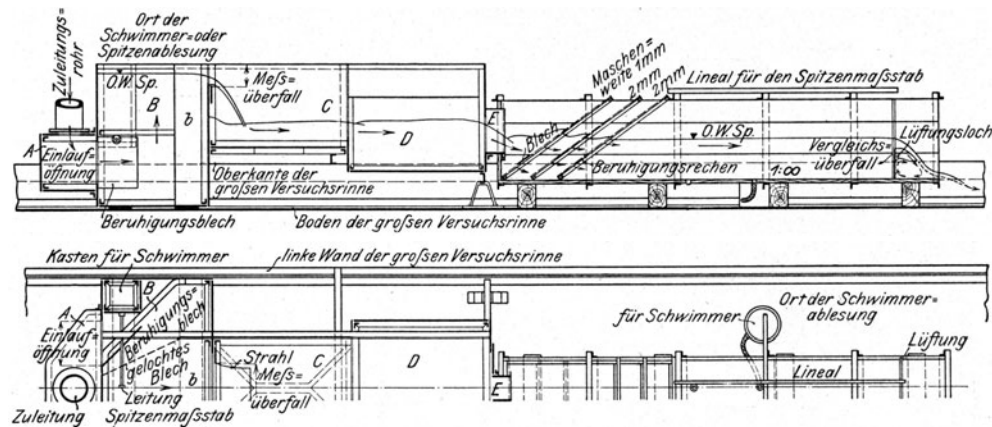


Fig. 8 und 9. Gesamte Versuchsanlage mit breiter Versuchsrinne.

D angeschlossen werden. Als Einlauf diente eine kurze Ansatzrinne *E* von 20 cm Weite im Lichten. Dahinter fanden jene oben näher beschriebenen Beruhigungsrahmen Aufstellung. Außerdem wurde noch quer auf den ersten Beruhigungsrahmen ein massives, etwa 15 cm breites Blech befestigt, das zur sofortigen Brechung des einströmenden Strahles diente; Die Beruhigung war sehr gut. Aufstellung der Wehrtafeln und Lüftung des Strahles war wie vorbesprochen. Die Enden der Wehrtafeln wurden durch kräftige Nägel derart fest eingespannt, daß Ausbiegungen durch den Wasserdruck vermieden wurden, die sonst bei sehr schiefen Wehren infolge der stark vergrößerten Spannweiten der Platten auf den Ausflußkoeffizienten Einfluß hätten haben können. Die Ent-

fernung des Rinnenendes von den Falzen, die dem normalen Wehre zur Aufstellung dienen, betrug hier 40 cm.

Nachdem das Wasser in der Versuchsrinne die darin angebrachten Wehrtafeln überströmt hat, verläßt es die Holzrinne und stürzt in die zu Beginn erwähnte Hauptrinne des Laboratoriums. Aus dieser gelangt es durch ein verschließbares Ventil wieder in das im Keller befindliche Hauptsammelbecken. Die von der Pumpe gelieferte überschüssige Wassermenge, die zu dem jeweiligen Versuch nicht verwendet wird, verfolgt die Hauptrohrleitung zum Sammelbecken am Kopfende der großen Rinne weiter.

Das Versuchsverfahren.

a) Der Meßüberfall und seine Eichung.

Um das bei unmittelbaren Messungen der Wassermenge nötige gleichzeitige Beobachten mehrerer Apparate zu vermeiden und die Messungen bequemer ausführen zu können, werden die Wassermengen mittelbar gemessen. Das bei einem Ueberfallversuch verwendete Wasser strömt nacheinander über den sogenannten Meßüberfall und über den zur Untersuchung stehenden Ueberfall. Zur Bestimmung der sekundlichen Wassermenge ist daher lediglich die Beobachtung der Ueberfallhöhe am Meßüberfall nötig. Es muß indessen die Kenntnis des Ausflußkoeffizienten dieses Ueberfalles vorausgesetzt werden. Hierzu muß der Meßüberfall wenigstens einmal mit größtmöglicher Genauigkeit geeicht werden. Da er seine Stellung stets beibehält und auch die Art der Zuströmung des Wassers stets die gleiche ist, bleibt das Ergebnis der Eichung ein für allemal bestehen. Der Meßüberfall ist ein sogenannter Poncelet-Ueberfall, d. h. ein Ueberfall in dünner Wand von rechteckiger Form mit scharfen Kanten und Seiteneinschnürung. Die Zuflußgeschwindigkeit kann vernachlässigt werden, da das Wasser in großem Querschnitt aufsteigt. Sollte sich bei großen Wassermengen ein Bruchteil der aufwärts gerichteten Geschwindigkeit in die Ausflußöffnung fortpflanzen, so muß dies bei der gleichen Ueberfallhöhe stets wieder von neuem in gleicher Weise geschehen. Die sekundlich abfließende Wassermenge kann man hier also nach der gewöhnlichen Dubuatschen Formeln berechnen zu:

$$Q = \mu_1^{2/3} \sqrt{2g} b_1 h_1^{3/2} \dots \dots \dots (1),$$

worin

- Q die sekundliche Abflußmenge in cbm,
- h_1 die Ueberfallhöhe in m,
- μ_1 den Ausflußkoeffizienten,
- b_1 die Ueberfallbreite in m (hier 0,5),
- g die Erdbeschleunigung (für Karlsruhe = 9,806 m/sk) bedeuten.

Für den Meßüberfall soll stets der Index 1 gelten.

Die Eichung besteht nun darin, Werte des Ausflußkoeffizienten μ_1 bei verschiedenen Ueberfallhöhen h_1 zu bestimmen; also durch einmalige Messung der Ueberfallbreite b_1 und jeweilige Beobachtung von h_1 und Q aus obiger Formel den Wert von μ_1 zu berechnen.

Zu diesem Zwecke müssen natürlich unmittelbare Wassermengenmessungen ausgeführt werden. Die genauesten Ergebnisse erzielt man, wenn es möglich ist, die Wassermenge zu teilen und jeden einzelnen Teil für sich seiner Menge nach zu bestimmen.

Die Messung der Ueberfallhöhe geschieht in der Symmetrieebene des Meßüberfalles in einer Mindestentfernung von etwa 80 cm von der Ueberfallkante,

wo sich durch Nivellierung auch bei der größten vorkommenden sekundlichen Wassermenge der Wasserspiegel als wagrecht erwiesen hatte. Sie wird durch Einstellen von Metallspitzen in die Höhe des Wasserspiegels erhoben. Diese Spitzen schneiden von unten her in den Wasserspiegel ein, wodurch eine sehr scharfe Messung möglich wird. In Fig. 10 bis 12 ist ein solcher Spitzenmaßstab skizziert. Am Stabe, der aus Holz hergestellt ist und quadratischen Querschnitt besitzt, befindet sich der Bewegungstrieb, bestehend aus Zahnstange und -rad. An zwei Seiten ist je ein Zelluloidmaßstab mit Millimeterteilung befestigt. Eine im Führungsgehäuse angebrachte Feder sowie die Stellschraube sichern die unverrückbare senkrechte Lage gegen die J-Schiene, die wiederum durch

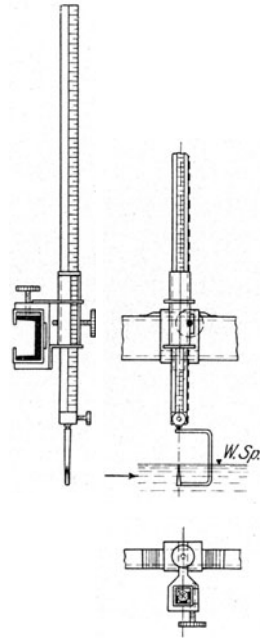


Fig. 10 bis 12. Spitzenmaßstab zur Messung von Ueberfallhöhen.

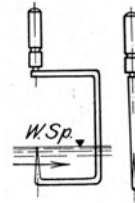


Fig. 13 und 14.
Spitze zur Einstellung
auf den Wasserspiegel.

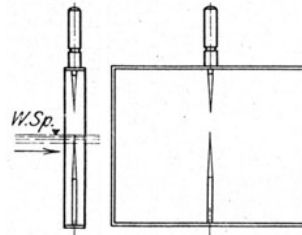


Fig. 15 und 16.
Zwei Spitzen zur Einstellung
auf den Wasserspiegel.

Schraubzwingen so an ihre Unterlage angepreßt wird, daß der Maßstab lotrecht steht. Am Führungsgehäuse befindet sich die Ablesvorrichtung. Außer der in Fig. 13 und 14 abgebildeten Spitze wurden auch solche nach Fig. 15 und 16 verwendet. Verfasser hat die Erfahrung gemacht, daß mit solchen Spitzen, die auch Bazin¹⁾ bei seinen Versuchen verwendet hat (ebenso wie Francis und Zeuner), bei ruhiger Oberfläche ganz vorzügliche Einstellungen zu machen sind, besonders wenn man mit Hülfe einer elektrischen Handlampe die Spitze im Spiegelbild der Lampe auf der Wasseroberfläche erscheinen läßt. Auch bei bewegter Oberfläche gestatten diese Spitzen noch ein weit genaueres und rascheres Arbeiten als von oben in den Wasserspiegel eintauchende Spitzen. Bei einiger Uebung kann man mit Leichtigkeit die Spitze sehr genau in die Mittellage des Wasserspiegels einstellen.

Ein weiterer Vorteil der erwähnten Spitzen liegt in der bequemen Einstellung auf die Höhe der Ueberfallkante. Die Messingplatte, die den Meßausschnitt enthält, ist, wie erwähnt, an der Abschlußwand des Behälters *B* etwas

¹⁾ Annales des Pouts et Chaussées 1888 Bd. 16 S. 398.

verschiebbar. Durch Lockern der Schraubenmutter, die sie an die Wand pressen, ist eine genaue wagerechte Einstellung der Ueberfallkante mit Hülfe der Setzlibelle möglich. Hat sich nach Abstellen des Zuflusses das Wasser verlaufen, so steht im Behälter *B* der Wasserspiegel um etliche Millimeter höher als die Kante des Ueberfalles; dieser Höhenunterschied wurde jedesmal bestimmt durch Einstellen der Spitze auf die Höhe der Ueberfallkante und weiter durch Einstellen auf den ruhenden Wasserspiegel; der Unterschied beider Ablesungen gibt den gesuchten Höhenunterschied. Die erstere Einstellung geschah sehr einfach dadurch, daß die Setzlibelle von Ueberfallkante und Spitze getragen wurde derart, daß auf diese letztere kein Gewicht übertragen wurde, das eine Verbiegung der Spitze hätte verursachen können. Zieht man, je nach der Lage des Maßstabnullpunktes, diesen so bestimmten Höhenunterschied zwischen Wasserspiegel und Ueberfallkante von jener Ablesung für den Wasserspiegel ab oder zu, die gemacht wird, wenn der Spitzenmaßstab sich am Orte der Ueberfallhöhenmessung für die Versuche befindet, so erhält man dadurch auch für diesen Ort die Ablesung für die Höhe der Ueberfallkante. Wird mit dem Nivellierinstrument gearbeitet, so kann die zweite Ablesung gespart werden. Hat man bei irgend einem Versuch mit bestimmter Ueberfallhöhe den Maßstab auf den Wasserspiegel eingestellt und die zugehörige Ablesung gemacht, so gibt der Unterschied mit der Ablesung für die Höhe der Ueberfallkante die gerade herrschende Ueberfallhöhe an. Etwa eintretende Senkungen des ganzen Behälters *B* spielen dabei keine Rolle, da Spitzenmaßstab, Ueberfallkante und Wasserspiegel sie gleichmäßig mitmachen würden. Wurde mit Nivellierinstrument gearbeitet, so wurden auch diese Senkungen durch Messung bestimmt.

Die Ueberfallhöhe konnte auch mit Hülfe einer nach Angaben von Rehbock hergestellten Schwimmervorrichtung bestimmt werden, wie sie Fig. 17 und 18 zeigen. Am Schwimmer *S* ist eine seidene Schnur befestigt, die um die mit

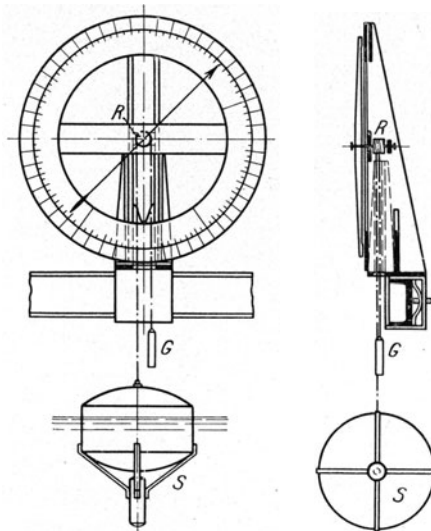


Fig. 17 und 18. Vorrichtung mit Schwimmer zur Messung von Ueberfallhöhen.

eingeschnittenen Windungen versehene Rolle *R* führt, sie drei- bis viermal umschlingt und am anderen Ende das Gegengewicht *G* trägt. Der Durchmesser der Rolle ist so gewählt, daß eine ganze Umdrehung einer Höhenänderung des Schwimmers von 50 mm entspricht, wozu noch eine kleine Berichtigung infolge

Ungenauigkeiten der Arbeit und ungenauer Bestimmbarkeit der Dicke des allerdings sehr gleichmäßig gedrehten Fadens tritt. Diese Berichtigung wurde durch Vergleichung mit dem Spitzenmaßstab ermittelt und betrug bei den beiden in Verwendung stehenden Vorrichtungen im Mittel + 1,71 vH bzw. + 0,55 vH der Ableseung. Der Zeiger ist so lang, daß die Genauigkeit der Ableseung auf $\frac{1}{20}$ mm geht. Mit Hilfe dieser Schwimmer ist die Beobachtung der Ueberfallhöhen sehr bequem; vor allem lassen sich plötzliche Schwankungen leicht aus größerer Entfernung erkennen. Auf sie allein darf man sich aber nicht verlassen, denn plötzliche Zufälligkeiten, wie Gleiten des Seidenfadens auf der Rolle durch Anstoßen oder durch sonstige äußere Anlässe, Benetzen des Fadens durch Tropfen und dadurch verursachte Längenänderungen, können leicht die Beobachtungen störend beeinflussen. Wahrscheinlich aus diesen Gründen mußten leider bei der vorliegenden Arbeit zwei Versuchsreihen ausgeschieden werden. Es empfiehlt sich, Schwimmer und Spitzenmaßstab zur gegenseitigen Kontrolle gleichzeitig zu verwenden, wie es hier bei allen Versuchen in schmalen Rinne und bei den meisten in der breiten Rinne geschehen ist. Die Ableseung für die Höhe der Ueberfallkante geschieht am Schwimmer ganz ähnlich wie auf Seite 10 beschrieben, mit Hilfe eines Spitzenmaßstabes.

Zur Bestimmung der sekundlich abfließenden Wassermenge wurde das über den Meßüberfall fließende Wasser in einem allseitig dicht geschlossenen Behälter von rechteckigem Querschnitt aufgefangen. An jeder der beiden Längswände dieses Behälters war außen in halber Höhe ein etwa 12 cm weites Rohr wagerecht und parallel zur Wand angebracht, dessen Enden durch je einen Krümmer mit dem Innern des Behälters in Verbindung standen, derart daß also das Wasser aus dem Behälter von beiden Seiten in das Rohr eintreten konnte. Die Länge jedes Rohres betrug etwa 2 m. An jedem Rohre waren 16 Düsen mit geschweiftem Querschnitt angelötet. Außen trug jede Düse ein Gewinde, an das entweder ein Verschlußdeckel oder ein Verengerungsstück angeschraubt werden konnte. Die gesamte Abflußmenge konnte daher durch diese Anlage in 32 Teile zerlegt werden, so daß im ungünstigsten Falle jeder Teil im Mittel eine Wassermenge von etwa 2 ltr/sk lieferte. Die sekundliche Wassermenge jedes einzelnen Teiles wurde mit Hilfe eines trommelartigen Gefäßes aus Eisen gemessen, dessen Inhalt bestimmt war. Dieser betrug etwa 100 ltr, so daß im Mittel eine Beobachtungszeit von etwa 50 bis 60 sk zur Verfügung stand. Sollte nun die sekundliche Wassermenge eines der 32 Strahlen gemessen werden, so wurde im gegebenen Augenblick unter gleichzeitiger Einrückung der Sekundenuhr eine Ablenkungsrinne aus Blech unter den Strahl geschoben, die das Wasser in den oben erwähnten trommelartigen Behälter leitete, derart daß ein Rückstau des Strahles ausgeschlossen war. Wenn der Behälter annähernd gefüllt war, wurde die Rinne unter gleichzeitiger Ausrückung der Uhr unter dem Strahle fortgezogen. An einer Skala des Behälters konnte dann die eingeflossene Wassermenge abgelesen und mittels der mit der Sekundenuhr bestimmten Einflußzeit die sekundliche Wassermenge des Strahles berechnet werden. Nach Beendigung einer solchen Messung wurde die Trommel durch Umdrehen vollständig entleert. Diese Messungen wurden für jede im Gebrauch stehende Düse zu wiederholten Malen vorgenommen. Der Größe der Ueberfallhöhe bzw. der sekundlichen Abflußmenge des Ueberfalles entsprechend, waren mehr oder weniger Düsen in Tätigkeit. Durch Addition der gemittelten sekundlichen Abflußmengen sämtlicher Düsen ergibt sich die sekundliche Gesamtabflußmenge des Ueberfalles.

Dem vorstehend beschriebenen Eichverfahren kommt der Vorteil zu, daß dem Kreislauf des Wassers stets nur eine geringe Wassermenge zeitweilig entzogen wird, die die Fördermenge der Pumpe in keiner merkbaren Weise beeinflussen kann.

Was die Genauigkeit der ermittelten Koeffizienten anbelangt, so ist zu bemerken, daß bei großen Ueberfallhöhen durch Fehler in der Bestimmung der Wassermenge erheblichere Ungenauigkeiten im Koeffizienten entstehen, bei kleineren dagegen durch Fehler bei Bestimmung der Ueberfallhöhe. Das letztere hängt damit zusammen, daß in Gl. (1) diese Ueberfallhöhe in der Potenz 1,5 erscheint. Ist λ der Beobachtungsfehler bei einer Ueberfallhöhe h_1 , so wird in Gl. (1) der Ausdruck eingesetzt $(h_1 + \lambda)^{3/2}$, somit wird der Fehler in der Wassermenge, wenn man ihn in vH der wahren sekundlichen Wassermenge ausdrückt:

$$\left[\frac{(h_1 + \lambda)^{3/2} - h_1^{3/2}}{h_1^{3/2}} \right] 100.$$

Vernachlässigt man alle Glieder von λ , die höher als die 1. Potenz sind, so wird der prozentuale Fehler in Q :

$$150 \frac{\lambda_1}{h_1} \text{)}.$$

Ist z. B. bei einer Ueberfallhöhe von $h_1 = 20$ mm diese um $\lambda = 1$ mm (also um 5 vH ihres wahren Wertes) ungenau bestimmt, so ist die Ungenauigkeit in der sekundlichen Abflußmenge bereits 7,5 vH. Man erkennt hieraus, daß die Wassermengenmessungen mit der größtmöglichen Genauigkeit auszuführen sind, wofür sich insbesondere Teilung der Wassermenge, wie oben beschrieben, empfiehlt. Die Verwendung der sogenannten Brauerschen Danaiden, mit denen man die größte Genauigkeit bei Wassermengenmessungen erzielen kann, war leider im vorliegenden Falle nicht möglich, da die dafür notwendige Höhe des beschränkten Raumes wegen nicht geschaffen werden konnte.

Die folgende Zusammenstellung gibt die durch die Eichung des Meßüberfalles erhaltenen Abflußkoeffizienten.

h_1	12,9	13,1	16,1	20,7	20,5	21,3	25,5	25,9	29,5
μ_1	0,684	0,678	0,656	0,644	0,654	0,645	0,646	0,641	0,643
h_1	29,6	30,3	40,5	50,5	61,3	71,2	80,7	92,3	102,7
μ_1	0,637	0,639	0,623	0,616	0,612	0,608	0,606	0,600	0,600
h_1	113,9	124,3	130,5	140,9	150,8	161,3	170,6	—	—
μ_1	0,600	0,600	0,597	0,596	0,600	0,597	0,596	—	—

Die Ueberfallhöhe ist in dieser Zahlentafel in mm gedacht. In Fig. 19 sind die Werte μ_1 aufgetragen in ihrer Abhängigkeit von der Ueberfallhöhe h_1 . Die Koeffizienten μ_1 sind sehr regelmäßig verteilt. Zum Vergleich sind in diese Figur auch zwei Koeffizienten von Frese²⁾ eingetragen, die er für einen ähnlichen Ueberfall mit Seitenzusammenschnürung erhielt. Daß die Uebereinstimmung keine absolute ist, liegt an der eigenartigen Zuströmung des Wassers zu dem am Behälter *B* angebrachten Meßüberfall. Man muß im Auge behalten, daß die Zahlenwerte der vorstehenden Zahlentafel durchaus keine allgemeine Verwendbarkeit besitzen, sondern nur für den bei den vorliegend ausgeführten Versuchen angewendeten Meßüberfall nebst seinen Nebenanlagen

¹⁾ Siehe auch Hansen, Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. Bd. 36 1893 S. 1096; Weisbach, Experimental-Hydraulik. Freiberg 1855 S. 69.

²⁾ Frese, Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. Bd. 34 1890 S. 1285 Zahlentafel 9.

gelten. Die ausgeführte Eichung besitzt eine Genauigkeit von etwa 0,5 vH. Der in Fig. 19 eingezeichneten Linie kommt eine analytische Charakteristik nicht zu. Sie dient zur leichteren Auswertung der weiterhin an die Eichung sich anschließenden anderweitigen Versuche. Man erkennt an diesem Linienzuge deutlich das von früheren Forschern erkannte Gesetz, daß der Ausflußkoeffizient mit Zunahme der Ueberfallhöhe zuerst rasch, dann langsamer abnimmt, offenbar in der Art des durch die Hyperbel charakterisierten Abhängigkeitsgesetzes,

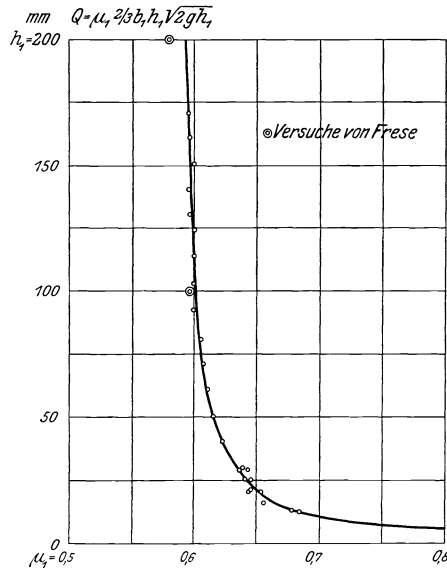


Fig. 19. Ausflußkoeffizienten μ_1 des Meßüberfalles.

wie es bereits von Braschmann, Bazin, Frese u. a. m. angenommen wurde. Da es für die vorliegenden Zwecke zu weit führen würde, die Versuchsergebnisse auf analytischem Wege weiter zu behandeln, so begnügte man sich hier mit der graphischen Ausgleichung, welche im vorliegenden Falle als vollkommen hinreichend zu erachten ist.

b) Die Ausführung der Versuche mit Wehren verschiedener Grundrißanordnung.

Hinter dem Meßüberfall strömt das Wasser in die Versuchsrinne ein und fließt nach angemessener Beruhigung mittels der bereits beschriebenen Drahtnetze über das jeweils zur Untersuchung stehende Wehr. Die Messung der Ueberfallhöhe an diesem gibt zusammen mit der Ueberfallhöhe am Meßüberfall, dem Ueberfallkoeffizienten für das Meßwehr und den Längen der Ueberfallkanten die zur Berechnung des Koeffizienten für das untersuchte Wehr nötigen Unterlagen. Diese beiden Ueberfallhöhen wurden bei den Versuchen in der schmalen Rinne mit Hilfe eines Spitzenmaßstabes unter Nachprüfung mittels des Schwimmers am Meßüberfall bestimmt. Bei der breiten Rinne dienten dazu die Schwimmer. Nur dann und wann wurde eine Nachprüfung mittels Spitzenmaßstabes gemacht. Bei den ersten Versuchen wurde eine gehobelte J -Schiene von 2,2 m Länge auf die Klötze der Rinne gelegt und mit ihnen durch Schraubzwingen fest verbunden. Aufgabe dieser Schiene war es, den Spitzenmaßstab zu tragen, so daß er bequem in der Achse der Rinne verschoben werden konnte. Dies ist von besonderer Wichtigkeit, wie gleich zu zeigen sein

wird. Bei kleinen Ueberfallhöhen ist die Oberfläche des fließenden Wassers von Beginn der Absenkungskurve an stromauf in großer Ausdehnung vollkommen wagerecht. Ein Wasserspiegelgefälle konnte auch bei größeren Ueberfallhöhen im Bereiche des in Betracht kommenden Teiles der Rinne nicht bemerkt werden. Den Querschnitt, in dem die Absenkungskurve beginnt, bezeichnet Boileau¹⁾ sehr treffend mit Anfangsquerschnitt (section initiale). Er nimmt an, daß in diesem Querschnitte die Krümmung sämtlicher Stromlinien des Querschnittes beginnt, und zwar in der Weise, daß die oberste sich senkt, die unterste am Boden hinreichend sich allmählich von hier an hebt. Ob das letztere tatsächlich schon an dieser Stelle eintritt, konnte er nicht genau genug feststellen. Es wird wohl auch kaum der Fall sein; jedenfalls ist eine derartige Beobachtung in der Tat äußerst schwierig. Stromaufwärts von derjenigen Stelle an, wo die volle Beruhigung des Wassers eingetreten ist und die Stromlinien parallel laufen, ist ein allerdings geringes Gegengefälle vorhanden, das schon von Bidone²⁾ bei seinen Versuchen beschrieben wird. Die folgende Zusammenstellung gibt eine Aufnahme des Längsprofils bei einem normalen Ueberfall in der Rinne von rd. 50 cm Breite bei einer Ueberfallhöhe von 102,9 mm:

Entfernung vom Wehr stromaufwärts . . . em	0	12,5	25,0	50,0	75,0	100,0	125,0	150,0	175,0	200,0	225,0
Höhe des Wasserspiegels über der Ueberfallkante mm	88,0	100,0	102,0	102,5	102,8	102,9	103,0	102,9	102,9	102,2	99,6

Man erkennt hier deutlich das besagte Verhalten: in einer Entfernung von rd. 75 cm von der Ueberfallkante an ist der Wasserspiegel wagerecht und bleibt es bis zu einer Entfernung von etwa 2 m, von da an beginnt die Absenkung stromaufwärts infolge des Gegengefalles. Es befindet sich hier hinter dem letzten Beruhigungsrahmen eine Wasserwalze mit einer kurzen Oberflächenströmung stromaufwärts. Das Gegengefälle und seine Größe hängt natürlich vollständig von der Anordnung der Beruhigungsvorrichtungen ab, auch ist es nicht unbedingt bei jeder Versuchsanlage vorhanden. Sind die Beruhigungsvorrichtungen mangelhaft, so kann das Gefälle recht beträchtlich werden. Steht der Ueberfall schief zur Stromrichtung, so rückt der Endpunkt des Gegengefalles ein kleines Stück stromab infolge größerer Zuflußgeschwindigkeit bei gleicher Ueberfallhöhe. Was die Stelle des Beginns der stromabwärtigen Absenkung anbelangt, so scheint ihre Entfernung von der Ueberfallkante an jenem Wehrende, an dem sich der stromauf stumpfe Winkel des Wehres befindet, nicht viel verschieden zu sein von der dem normalen Ueberfall entsprechenden, wo sie in jedem Längsprofile natürlich gleich ist. Nach dem entgegengesetzten Wehrende zu scheint sie sich indessen besonders bei beträchtlichen Ueberfallhöhen zu vergrößern. Bei schiefen Ueberfällen verkleinert sich die Strecke der wagerechten Ausbildung etwas; deswegen ist auf guten ruhigen Einfluß des Wassers in die Rinne zu achten. Es empfiehlt sich, dafür Sorge zu tragen, daß die Stelle, an der die Ueberfallhöhen gemessen werden, sich innerhalb des besagten Teiles der Oberfläche befindet. Es können sonst grobe Ungenauigkeiten auftreten. Dies bildet den Hauptgrund dafür, daß Boileau³⁾ vorschlägt, die Ueberfallhöhen durch Wasserstandröhren zu erheben, die vor dem Wehre eintauchen; hierüber wird später noch gesprochen werden. Vor Beginn eines jeden Versuches wurde

¹⁾ Boileau, *Traité de la mesure des eaux courantes*. Paris 1854 S. 57.

²⁾ Bidone, *Memoires de l'Académie des sciences*. Turin 1824 Bd. 28.

³⁾ Boileau, a. a. O., S. 50.

daher ein kurzes Längennivellement des Wasserspiegels ausgeführt, und zwar bei einer kleineren Ueberfallhöhe, einer mittleren und der jeweils vorkommenden größten. Auf Grund dieser Nivellements wurde die zweckmäßigste Lage des Meßortes ermittelt.

Bei den Versuchen in der breiten Rinne von etwa 50 cm lichter Breite war die Anordnung zur Messung der Ueberfallhöhen, wie schon eingangs erwähnt, eine andere, als eben beschrieben. Hier wurden die Ueberfallhöhen mit Hilfe einer Schwimmervorrichtung aufgenommen. Wie Fig. 9 zeigt, befand sich der Schwimmer in einem seitlich neben der Versuchsrinne aufgestellten zylindrischen Behälter von 32 cm Dmr. Im Boden der Versuchsrinne ist ein Loch angebracht, in dem ein Ansatzstück befestigt ist, mit dessen Hülfe ein Schlauch von 2 cm Weite die Verbindung der Rinne mit dem Zylinder herstellt. Der Teil der Schwimmervorrichtung, der die Ablesevorrichtung, also Kreisskala und Zeiger, trägt, findet seinen Sitz auf einer J-Schiene, die unverrückbar auf der Versuchsrinne senkrecht zu deren Achse befestigt ist. Durch diese Anordnung ist man bei den Ablesungen für die Ueberfallhöhen an einen und denselben Meßort gebunden, falls man nicht eine Reihe von Löchern im Boden anbringt. Um dies letztere zu vermeiden, da es manche Mißstände im Gefolge hat, waren nur zwei Löcher angebracht in Entfernungen von 127 und 187 cm vom normalen Ueberfall. Mit dem ersteren wurden die Messungen bei den weniger schiefen Ueberfällen ausgeführt, nämlich dem normalen, dem unter 75, unter 60 und unter 45 Grad geneigten Ueberfall; mit dem zweiten Loch die übrigen, nachdem sich jeweils durch Nivellements ergeben hatte, daß sich die Meßorte im wagerechten Teil der Oberfläche befanden.

Solche im Boden des Gerinnes angebrachte Oeffnungen können bewirken, daß der Wasserspiegel über der Oeffnung sich nicht in gleicher Höhe mit demjenigen im verbundenen Gefäße befindet. Dieser Fall tritt z. B. ein, wenn das Wasser mit sehr großer Geschwindigkeit über die Oeffnung hinstreicht oder wenn durch mangelhafte Beruhigungsvorrichtungen die Geschwindigkeiten im Querschnitt ungleichmäßig verteilt oder zur Oeffnung senkrechte Beschleunigungskomponenten vorhanden sind, oder endlich, wenn sich an der Oeffnung in das Wasser hineinragende Teile befinden. Alle diese Fehlerquellen wurden bei den ausgeführten Versuchen möglichst vermieden. Unterschiede in der Höhe der genannten Wasserspiegel wurden daher auch nicht gefunden. Bei jedem Versuch wurde die Angabe der Schwimmervorrichtung durch Messungen mittels der Spitzenmaßstäbe von Zeit zu Zeit nachgeprüft. Hier und da auftretende Abweichungen befanden sich innerhalb der Grenzen der Beobachtungsfehler.

Das eben beschriebene Verfahren der Ueberfallhöhenmessung fand auch Anwendung bei den Versuchen an gebrochenen und gekrümmten Ueberfällen.

Mit einigen Worten ist noch zu erwähnen, auf welche Weise Einsenkungen der Versuchsrinne beobachtet und berücksichtigt wurden. Es war dies besonders bei Anwendung der Schwimmervorrichtung, wie in Fig. 9 beim unteren Ueberfall ersichtlich, erforderlich; der Teil der Vorrichtung, der die Ablesevorrichtung trägt, macht Senkungen der Rinne mit, der Schwimmer aber nicht, und dadurch können Fehler in die Ablesungen kommen. An der Schiene, die den Zeigerapparat trägt, war unverschieblich mit Hilfe von Führungsgehäuse und Stellerschraube ein Maßstab angebracht ähnlich dem in Fig. 10 bis 12 dargestellten Spitzenmaßstab; des weiteren befand sich im Rinnenquerschnitt der Wehrmitte, an der Rinnenwand befestigt, eine Nivellierlatte. Vermittels des Nivellierinstrumentes war es dergestalt möglich, sowohl Senkungen in der Gegend der Wehr-

tafel als auch solche des Zeigerapparates, also ungleichmäßige Senkungen der Rinne, zu beobachten und bei Berechnung der Ueberfallhöhe aus den Ablesungen entsprechend zu berücksichtigen. Solche Berichtigungen stiegen übrigens niemals über 0,4 mm und hätten schließlich auch fast ganz vermieden werden können.

Bei den Versuchen in der schmalen Rinne, wo Ueberfallhöhen mittels Spitzenmaßstabes erhoben wurden, befanden sich ebenfalls feste Maßstäbe sowohl am Meßort der Ueberfallhöhen als auch über der Ueberfallwand. Diese Rinne war etwas leichter aufgelagert, lediglich auf drei J-Träger N. P. 6^{1/2}; es ergaben sich hier daher auch größere Durchsenkungen, die bis zu 1,7 mm betragen.

Auf derartige Weise ermittelt und berücksichtigt sind diese Senkungen ohne Einfluß auf das Ergebnis der Beobachtungen; sie verursachen aber Weitläufigkeiten und vor allem Verzögerungen der Messungen und sollten daher, wenn irgend möglich, ganz vermieden werden.

Die Ermittlung der Ablesung für die Höhe der Ueberfallkante geschah bei all diesen Versuchen in der Rinne ganz so, wie bereits gelegentlich der Besprechung der Eichung des Meßüberfalles erklärt.

Die Ablesungen am Meßüberfall und in der anschließenden Versuchsrinne wurden gleichzeitig vorgenommen. Geringe Schwankungen des Wasserspiegels treten dann und wann plötzlich ein, wenn im Kreislauf des Wassers irgend eine augenblickliche Störung stattgefunden hat; sie verschwinden aber bald wieder, und für gewöhnlich arbeitet die Pumpe für die vorliegenden Zwecke vollkommen gleichmäßig. Die Beobachtungen wurden nun derart gemacht, daß auf ein gegebenes Zeichen die Ablesungen gleichzeitig vorgenommen wurden, und zwar mehrmals bei der gleichen sekundlichen Wassermenge. Auf diese Weise konnten schlecht übereinstimmende Ablesungen oder grobe Ungenauigkeiten und Versehen durch Vergleich der Ablesungen sofort erkannt und unschädlich gemacht werden; die übrigen Werte wurden zu Mitteln vereinigt. Bei diesem gleichzeitigen Beobachten erwies sich die Arbeit mit den Schwimmern als sehr bequem, da man in jedem Augenblick Steigen oder Fallen des Wasserspiegels leicht auch aus größerer Entfernung erkennen und zwei Schwimmer gleichzeitig im Auge haben und an ihnen wenigstens grobe überschlägliche gleichzeitige Ablesungen machen kann. Bei Anwendung der Spitzenmaßstäbe ist es schwieriger, gleichzeitige Ablesungen zu erzielen. Man stellt hier dann am besten von vornherein gleich auf die Mittelstellung des Wasserspiegels ein. Schwankungen in der Zuführung können auch dabei leicht von denen lokaler Art unterschieden werden durch stete mündliche Verständigung der beiden Beobachter.

Ein Ueberfallversuch gestaltete sich demnach folgendermaßen: Nach Erledigung sämtlicher Vorarbeiten, wie wagerechte Einstellung der Ueberfallkante in der Rinne und Nachprüfung der des Meßüberfalles, Ermittlung der Ablesungen für die Höhe der Ueberfallkanten am Meßüberfall und an dem zur Untersuchung stehenden Wehr, Nivellements der Wasseroberfläche oberhalb des letzteren in der Nähe des Meßortes der Ueberfallhöhen zur Untersuchung der wagerechten Lage des Wasserspiegels, wurde mit den eigentlichen Ablesungen begonnen. Die Ueberfallhöhe wurde, mit der größten beginnend, schrittweise um ein kleines Stück von etwa 5 mm erniedrigt durch Verminderung der zufließenden Wassermenge und jedesmal die Ablesungen von neuem ausgeführt. Zur Ermittlung der Einsenkungen hatte der Beobachter an der Versuchsrinne dann noch die jedesmaligen Ablesungen mit dem Nivellierinstrument an den be-

treffenden Maßstäben der Versuchsrinne sowie an einem Wandmaßstab zur Kontrollierung des Standortes des Nivellierinstrumentes selbst zu machen. Dazwischen wurden Kontrollmessungen für die Angabe des Schwimmerapparates von Zeit zu Zeit ausgeführt. Nachdem man zur geringsten Ueberfallhöhe gelangt war, die noch die Ausbildung des freien Strahles gestattete (etwa 7 bis 9 mm), wurde die Wasserzuleitung abgesperrt, die Ablesungen für die Höhen der Ueberfallkanten nachgeprüft und die Abmessungen der Ueberfallwand selbst erhoben. Damit war der eigentliche Hauptversuch beendet, und es konnten Nebenaufnahmen und -beobachtungen folgen.

Die Berechnungsformeln.

a) Die gebräuchlichsten Berechnungsformeln.

Wie bekannt, ist es in der Hydraulik nur in den seltensten und günstigsten Fällen möglich, eine Aufgabe auf rein theoretischem Wege zu lösen. Wenn sich auch sämtliche Vorgänge nach gewissen Gesetzen abspielen, so bedarf es doch stets der Einführung eines Erfahrungskoeffizienten, um die aus der reinen Theorie gewonnenen Formeln mit den Ergebnissen der Versuche in Einklang zu bringen. Dies ist teils eine Folge der Schwierigkeiten, die manche Aufgaben bis auf den heutigen Tag der Theorie entgegenstellen, teils auf das Auftreten von Größen, die sich mathematisch kaum oder doch nur sehr schwer fassen lassen, zurückzuführen. Als solche Größe tritt bei den Flüssigkeiten hauptsächlich die Reibung auf, und zwar die innere Reibung, die durch die Zähigkeit der Flüssigkeit bedingt wird, und die Reibung an den Führungswänden der Rinne, die mit der Rauigkeit der Wandungen zusammenhängt.

Die heute noch allgemein in ihrer ursprünglichen oder mehr oder weniger veränderten Form für die Berechnung der Abflußmenge bei Ueberfällen angewandte Dubuatsche Formel nimmt auf die Größe der Einschnürung des austretenden Wasserstrahles keine Rücksicht. Infolgedessen hat der in diese Formel einzuführende Erfahrungskoeffizient eine doppelte Aufgabe: er muß erstens die Einschnürung berücksichtigen und zweitens den Einfluß der Reibungen im Innern der Flüssigkeit wie an den Wandungen. Die Größe dieser verschiedenartigen Widerstände ändert sich nun aber von Fall zu Fall. Besonders weist die Einschnürung je nach der Form der Ueberfallkante, der Ueberfallwand und des Strahles selbst, abgesehen vom Einfluß der Zufußgeschwindigkeit, große Unterschiede auf.

Während weiter bei den zur Stromrichtung normalen Ueberfällen die Strömungsart der Flüssigkeit eine ebene ist, treten, sobald der Ueberfall schief zur Strömungsrichtung steht, Beschleunigungskomponenten auf, die senkrecht zur ursprünglichen Strömungsebene stehen. Die Stromlinien sind in diesem Falle keine ebenen Kurven mehr. Wie an Hand von Versuchen nachgewiesen wurde¹⁾ und wie es auch der natürlichen Anschauung entspricht, fließt das Wasser anfangs bei kleinen Ueberfallhöhen senkrecht zur Ueberfallebene ab und sucht dann bei Steigerung der Ueberfallhöhe mehr und mehr seine ursprüngliche Richtung parallel zur Rinnenachse beizubehalten. Des weiteren überkreuzen sich hier die Stromlinien, indem diejenigen der Oberfläche und ihrer Nähe möglichst unabgelenkt, diejenigen, die unmittelbar an der Ueberfallwand auf-

¹⁾ Vergl. hierzu: Verfassers »Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Ueberfallwehren verschiedener Grundrißanordnung«, München und Leipzig, G. Franzscher Verlag 1907.

steigen, möglichst senkrecht zur Ueberfallkante durch die Ausflußöffnung zu fließen suchen. Durch diese Gestalt der Stromlinien entstehen der Bewegung weitere Widerstände, und es sind weitere Arbeitsverluste hierdurch bedingt, was in der Abnahme der sekundlichen Abflußmenge seinen Ausdruck finden muß. In der Tat zeigen die ausgeführten Versuche eine wesentliche Abnahme des Ausflußkoeffizienten gegenüber demjenigen des normalen Ueberfalles. Der zu verwendende Erfahrungskoeffizient hat also bei den schiefen Ueberfällen neben dem Einflusse der (verstärkten oder unverstärkten) Einschnürung und der Reibungen noch die weitere Aufgabe, den Einfluß der doppelten Krümmung der Stromlinien in der Berechnungsformel zu berücksichtigen. Die Schwierigkeiten, die sich einer rein theoretischen Lösung dieser Aufgabe entgegenstellen, steigern sich hier ganz wesentlich. Solange nun nicht einmal für den einfacheren Fall des normalen Ueberfalles die Vorgänge völlig klar gestellt sind, ist eine solche rein theoretische Untersuchung zwecklos, und es empfiehlt sich daher, von der für den besondern vorliegenden Fall abgeänderten Dubatschen Formel bei Berechnung der sekundlichen Abflußmenge Gebrauch zu machen und zu untersuchen, in welcher Art und Weise sich der Koeffizient mit der Stellung des Ueberfalles zur Richtung der Rinnenachse ändert¹⁾.

Unter Fortlassung des Indizes aber unter sonstiger Beibehaltung der Buchstabenbezeichnungen möge die Dubatsche Formel hier nochmals Platz finden:

$$Q = \mu \frac{2}{3} b h V \sqrt{2gh} (1).$$

μ der Ausflußkoeffizient, der als das Produkt von Einschnürungs- und Geschwindigkeitskoeffizient anzusehen ist, wird von den französischen Hydraulikern meist zusammengefaßt mit dem Faktor $\frac{2}{3}$. Es mag richtiger sein und ist auch schon von verschiedenen Seiten vorgeschlagen worden, den Koeffizienten auch in seinen Zahlenwerten als das erscheinen zu lassen, was er wirklich ist, und ihn nicht mit einem Faktor multipliziert zu verwenden, der mit dem Wesen des Koeffizienten nichts zu tun hat. Als solcher wird im folgenden daher nur μ aufgefaßt. Die Wahl des Koeffizienten ist äußerst unsicher, denn in der ange-

¹⁾ Mit der rein theoretischen Behandlung der Aufgabe des Ueberfalles haben sich schon namhafte Forscher beschäftigt; so zuerst Helmholtz (Wissenschaftliche Abhandlungen. Leipzig 1882 1 Bd.) und Kirchhoff (Gesammelte Abhandlungen. Leipzig 1882); dann auch Lieckfeldt (Zentralblatt der Bauverwalt., Bd. 23 S. 497), Krey (ebenda, Bd. 24 S. 625), Navier (De l'hydraulique S. 45), Boussinesq (Moniteur industriel belge, Bd. 16 S. 337, 396; Bd. 15 S. 317, Bd. 14 S. 229, 352, 366), der sich in eingehender Weise theoretisch auch mit den verschiedenen Strahlformen beschäftigt hat, Kleitz (Ann. d. Ponts et Chaussées Bd. 10 1885 S. 1157), Hermanek (Sitzungsberichte der K. K. Akademie der Wissenschaften zu Wien Bd. 112 IIa 1903 S. 879) u. a. m. Es ist denkbar, daß auf dem zuerst von Helmholtz unter Anwendung der Theorie des Potentials gewiesenen Weg eine Lösung des Ueberfallproblems ohne willkürliche Annahmen, über deren Zutreffen man in jedem einzelnen Falle im Ungewissen bleibt, gefunden werden kann, und daß so wenigstens für den Fall der vollkommenen Flüssigkeit die Größe der Einschnürung erkannt werden könnte. Die Einführung eines Erfahrungskoeffizienten würde dadurch allerdings nicht entbehrlich; es würde dieser indessen eine wesentlich einfachere Rolle spielen, indem er lediglich nur noch den Einfluß der Reibungen auf die Größe der sekundlichen Abflußmenge zu berücksichtigen hätte. Für solche Koeffizienten ließen sich dann aus Versuchen Formeln ableiten, die ein weit ausgedehnteres Gebiet der Gültigkeit haben würden, als diejenigen, mit denen heute operiert werden muß. Wäre also für den vorliegenden Fall die theoretische Größe der Einschnürung, wie sie durch die ganze eigenartige Anlagen der Wehranlage bedingt wird, für die vollkommene Flüssigkeit bekannt, so wäre bei Anwendung eines in vorstehender Weise bestimmten Erfahrungskoeffizienten für die Berechnung der Abflußmenge ein bedeutend genaueres Ergebnis zu erzielen, ein Ergebnis, in dem alle auftretenden Widerstände dem Grade ihres Einflusses entsprechend berücksichtigt wären.

fürten Formel ist, wie schon erwähnt, μ abhängig von der Gestalt der Ueberfallkante, von der ganzen Anordnung der Wehranlage, d. h. von der Querschnittform und der Stellung des Wehres zur Gerinnachse, vom Vorhandensein seitlicher Einschnürung, von der Länge der Ueberfallkante bei nicht zu großen Ueberfallbreiten, weiter von der Form des Strahles, von der Ueberfallhöhe und endlich von dem Verhältnis der Abmessungen des Zulaufgerinnes zu denen der Ausflußöffnung, also von der Zuflußgeschwindigkeit. Alle diese Faktoren tragen für sich zur Verminderung oder Vermehrung der Abflußmenge, wie sie sich aus der Formel berechnet, bei und müssen in Betracht gezogen werden, will man sich vor Enttäuschungen und falschen Schlüssen bewahren. Es haben daher seit jeher namhafte Hydrauliker ihr Augenmerk darauf gerichtet, durch Abänderung der Grundformel selbst, die in der oben mitgeteilten Gestalt nur für einen großen Querschnitt des Zulaufgerinnes im Verhältnis zur Größe der Ausflußöffnung gilt, und durch entsprechende Versuche eine Formel aufzubauen, die ein möglichst ausgedehntes Anwendungsgebiet besitzt. Sie haben versucht, auf diese Weise zu empirischen Formeln für den Koeffizienten zu gelangen, die sich möglichst eng an die Erfahrungen anschließen und alle Verhältnisse tunlichst berücksichtigen. Abrundungen an der Ueberfallkante und geschweifte Wehrprofile bedingen z. B. einen verhältnismäßig großen Koeffizienten. Eingehende Versuche hierüber liegen hauptsächlich von Bazin¹⁾ vor. Ausführliche Versuche über den Einfluß der Ueberfallbreite und Zuflußgeschwindigkeit auf den Koeffizienten bei Ueberfällen mit Seiteneinschnürung hat Frese²⁾ veröffentlicht. Er hat gefunden, daß der Koeffizient mit der Ueberfallbreite wächst, und zwar anfangs rasch, dann langsamer nach dem Gesetz der gleichseitigen Hyperbel. Versuche über den Einfluß der Strahlform sind ebenfalls von Bazin³⁾, aber auch von anderen veröffentlicht. Zahlreiche Versuche im Karlsruher Flußbaulaboratorium haben bestätigt, daß bei der gleichen Wassermenge der Koeffizient kleiner ist beim freien Strahl und größer beim anliegenden, bei dem der Raum unter dem Strahl im Gegensatz zum freien Strahle mit Wasser erfüllt ist. Es hängt dies zusammen mit der Veränderlichkeit der Dichte der Medien zu beiden Seiten des Strahles und der dadurch bedingten Veränderlichkeit der Einschnürung. In welcher Weise die Stellung des Wehres auf den Koeffizienten Einfluß ausübt, soll später gezeigt werden.

Die Abhängigkeit des Koeffizienten von der Ueberfallhöhe und der Zuflußgeschwindigkeit kommt in den Formeln in verschiedener Weise zum Ausdruck. Die Zuflußgeschwindigkeit wird gewöhnlich durch die Gestalt der gewählten Gleichung berücksichtigt. Mit der Ueberfallhöhe nimmt der Koeffizient ab, und zwar, wie schon öfters erwähnt wurde, zuerst rasch, dann langsamer. Dieses Gesetz hat sich wie bei den vorliegenden Versuchen auch bei sämtlichen bis jetzt veröffentlichten, an vollkommenen Ueberfällen jeglicher Art ausgeführten Beobachtungen als zutreffend erwiesen. Es kommt auch in den meisten empirischen Formeln zum Ausdruck, die in der bereits angeführten Arbeit Freses sowie in den Werken von v. Wex⁴⁾ und Rühlmann⁵⁾ zusammengestellt sind. Die hauptsächlichsten Formeln für den Ausfluß des Wassers an vollkommenen Ueberfällen ohne Seiteneinschnürung mögen hier Platz finden. Dabei bezeichne:

¹⁾ *Annales des Ponts et Chaussées*, 1888—98. Siehe auch das Spezialwerk: Bazin, *Expériences nouvelles sur l'écolement en déversoir*, Paris 1898.

²⁾ Frese, a. a. O.

³⁾ Bazin a. a. O.

⁴⁾ v. Wex, *Hydrodynamik*. Leipzig 1888 S. 4 u. f.

⁵⁾ Rühlmann, *Hydromechanik*. Hannover 1880, 2. Aufl. S. 294 bis 310.

b die Ueberfallbreite,
 Q die sekundliche Ausflußmenge,
 h die Ueberfallhöhe,
 c die mittlere Zufußgeschwindigkeit des Oberwassers,
 p die Wehrhöhe,
 $t = p + h$ die Tiefe des Oberwassers,
 e die Strahldicke lotrecht über der Ueberfallkante,
 g die Erdbeschleunigung.

Die Formel von Eytelwein¹⁾ und Weisbach²⁾ lautet:

$$Q = \mu^{2/3} b \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right].$$

Weisbach³⁾ ersetzte sie später durch:

$$Q = \mu_0 \left[1,041 + 0,3693 \left(\frac{h}{t} \right)^2 \right] b h \sqrt{2gh},$$

worin μ_0 einen Koeffizienten darstellt, der aus den von Poncelet und Lesbros⁴⁾ auf Grund ihrer Versuche veröffentlichten Tafeln zu entnehmen ist. Die Zuverlässigkeit der Formel geht also Hand in Hand mit der der genannten Versuche.

Boileau⁵⁾ führt abweichend von anderen Hydraulikern in seine Formel die Strahldicke e an der Ueberfallkante ein:

$$Q = \sqrt{\frac{1 - \frac{e}{h}}{1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{p}{h}\right)^2}}} b h \sqrt{2gh}.$$

Die Werte dieser Formel weichen selbst bei seinen eigenen Versuchsergebnissen bis zu 6,6 vH ab.

Clarival⁶⁾ baut auf die Versuche von Castel, Lesbros und Boileau eine Formel auf, die auch keinen eigentlichen zahlenmäßigen Koeffizienten mehr enthält und ungünstig beurteilt wird; sie lautet:

$$Q = \frac{e \sqrt{1 - \frac{e}{h}}}{\sqrt{2(h^2 - e^2)}} h h \sqrt{2gh}.$$

Redtenbacher⁷⁾ folgert aus den Versuchen von Castel⁸⁾ die Formel mit unveränderlichem Ausflußkoeffizienten:

$$Q = 0,443 b h \sqrt{2gh}.$$

Naviers⁹⁾ Formel lautet:

$$Q = \mu^{2/3} (1 - \vartheta^{3/2}) b h \sqrt{2gh},$$

¹⁾ Eytelwein, Handb. d. Mechanik fester Körper u. d. Hydraulik 1823.

²⁾ In Hülses Maschinenzykl pädie 1841 1. Bd. S. 490.

³⁾ Weisbach, Experimental-Hydraulik. Freiberg 1855 S. 130.

⁴⁾ Lesbros, Expériences hydrauliques etc. Paris 1851 S. 484 und 488.

⁵⁾ Boileau, Traité d. l. mesure etc. Paris 1854 S. 87; siehe auch Bornemann, Zivilingenieur 1856 2. Bd. S. 72 u. f.

⁶⁾ Clarival, Annales des mines Bd. 12 S. 517; Polyt. Zentralblatt 1858 S. 231.

⁷⁾ Redtenbacher, Resultate für den Maschinenbau 1848 1. Aufl.

⁸⁾ D'Aubuisson, Hydraulique Nr. 72.

⁹⁾ Navier, De l'hydraulique S. 45; siehe auch Annales des Ponts et Chaussées 1870 S. 387.

worin bedeutet:

$$\vartheta = \frac{h-e}{h}.$$

Für μ in dieser Formel gibt Michal¹⁾ aus älteren Versuchen von Bazin abgeleitet die Formel an:

$$\mu = 0,65 + 0,17 \frac{n}{p_1},$$

worin n die Summe der Seitenlängen der gesamten Ausflußöffnung mit aufgehobener Einschnürung und p_1 den Gesamtumfang der Ausflußöffnung bedeutet.

Francis²⁾ kommt durch seine Versuche am Merrimack zu der Formel:

$$Q = 3,33 (b - 0,10 n h_1) h_1^{3/2} = \mu^{2/3} b \sqrt{2gh} h_1^{3/2},$$

worin h_1 die in Rücksicht auf die Zuflußgeschwindigkeit berichtigte Ueberfallhöhe bedeutet; n die Zahl der Einschnürungen an den Seiten. Es folgt hier:

$$\mu = \sqrt[3]{2} \frac{3,33}{\sqrt{2g}} = 0,6228,$$

für Ueberfälle über die ganze Breite des Gerinnes, also ebenfalls ein unveränderlicher Ausflußkoeffizient.

Braschmann³⁾ bestimmt aus 47 Castelschen von Lesbros berichtigten Versuchen die Formel:

$$Q = \left[0,424 + \frac{0,00053}{h} \right] b h \sqrt{2gh}.$$

In dieser Formel läßt sich das Aenderungsgesetz von μ mit h bereits deutlich erkennen.

Bornemann⁴⁾ stellt für Ueberfälle ohne Seiteneinschnürung zwei Formeln auf, je nach der Größe der Ueberfallhöhe (b war bei seinen Versuchen 1,13 m, h 0,07 m bis 0,21 m):

$$Q = \left(0,5673 - 0,1239 \sqrt{\frac{h}{p+h}} \right) b h \sqrt{2gh}, \text{ wenn } h < \frac{1}{3} p$$

und

$$Q = \left(0,6402 - 0,2862 \sqrt{\frac{h}{p+h}} \right) b h \sqrt{2gh}, \text{ wenn } h > \frac{1}{3} p.$$

Die Gleichung, die die Ingenieure Fteley und Stearns⁵⁾ aus Versuchen am Sudbury ableiten, hat die Form:

$$Q = C b h_1^{3/2} + \delta b = \sqrt[3]{3} \mu b h_1^{3/2} \sqrt{2g},$$

woraus:

$$\mu = \sqrt[3]{2} \left(\frac{C}{\sqrt{2g}} + \frac{\delta}{h_1^{3/2} \sqrt{2g}} \right) = \left(0,6189 + \frac{0,00022}{h_1^{3/2}} \right)^{3/2}.$$

Es erscheint hier h_1 im Nenner in der Potenz 1,5, während Braschmann und die folgenden Forscher die 1. Potenz annehmen.

v. Wex⁶⁾ entwickelt die Formel:

¹⁾ Michal, Annales des Ponts et Chaussées 1870 S. 387.

²⁾ Francis, Lowell Hydr. Exp. etc. Boston 1855 S. 70; auszugsweise Bornemann, Zivilingenieur 1856 2. Bd. (1856) S. 163.

³⁾ Braschmann (Deutsch berichtet durch Stüssi), Zivilingenieur 9. Bd. 1863 S. 450. Weitere Quellenangaben siehe Rühlmann, Hydromechanik 2. Aufl. Hannover 1880 S. 305.

⁴⁾ Bornemann, Zivilingenieur, Bd. 16 S. 395/96.

⁵⁾ Description of some experiments on the flow of water etc. Transactions of the Amer. Soc. of Civ. Eng. Bd. 12 1883 S. 80.

⁶⁾ v. Wex, Hydrodynamik S. 37.

$$Q = \mu^{2/3} b \sqrt{2g} \left(\frac{h}{s_1 - s} \right) (s_1^{3/2} - s^{3/2}),$$

worin:

$$s = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{b(p+h)} \right)^2,$$

$$s_1 = s + h + \frac{p}{gh} \left(\frac{Q}{b(p+h)} \right)^2.$$

Für $^{2/3}\mu$ entwickelt v. Wex aus Versuchen von Francis, Fteley und Stearns zwei Gleichungen von der allgemeinen Form¹⁾:

$$^{2/3}\mu = \alpha + \beta \left(\frac{h}{p+h} \right) + \gamma \frac{1}{h} + \delta b,$$

worin α , β , γ und δ Konstante sind. Für $\left(\frac{h}{p+h} \right)$ zwischen 0,04066 und 0,19669 soll man die einfachere Formel anwenden können:

$$^{2/3}\mu = 0,4001 + \frac{0,0011}{h} + 0,00048 b \text{ für Metermaß.}$$

Bazin²⁾ stellt auf Grund seiner Versuche in Dijon die Formel auf:

$$Q = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{p+h} \right)^2 \right] b h \sqrt{2gh}.$$

Frese³⁾ ersetzt hierin die erste Klammer durch den Ausdruck:

$$\mu_0 = 0,6150 + \frac{0,0021}{h}.$$

Schließlich möge noch eine Formel Platz finden, die von Kinzer⁴⁾ aufgestellt wurde auf Grund eigener Versuche:

$$Q = \left[0,4432 - 0,0777 \left(\frac{h}{p+h} \right) \right] b \left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \sqrt{2g}.$$

Außerst genaue Versuche an Ueberfällen sind in neuerer Zeit außer von Bazin und Frese von Hansen⁵⁾ ausgeführt und veröffentlicht worden.

Die Werte der angeführten Formeln weichen sehr von einander ab, was teils auf Ungenauigkeit der Versuche selbst, teils darauf zurückzuführen ist, daß manche Formeln nur für ganz bestimmte Verhältnisse aufgestellt sind. Die Versuche von Bazin und Hansen (diejenigen von Frese beziehen sich auf Ueberfälle mit Seiteneinschnürung) sind, was die Größe des Maßstabes anbelangt, denjenigen entsprechend, die der Verfasser ausgeführt hat. Auf sie mag daher für den Vergleich das Hauptgewicht gelegt werden. Mit verhältnismäßig kleiner Ueberfallbreite haben auch Poncelet und Lesbros (0,20 m) gearbeitet. Es scheint indessen, daß sie die Ueberfallhöhen stets zu groß angenommen haben, denn ihre Koeffizienten sind kleiner als alle anderen bekannt gewordenen, was sich auch im vorliegenden Falle bestätigt hat. Bei ihren Versuchen schloß sich nämlich die Versuchsrinne an einen sehr großen Behälter an, und in diesem wurden die Ueberfallhöhen gemessen. Somit wurde auch der beim Uebergang aus dem großen Behälter in die bedeutend schmalere Versuchsrinne unbedingt auftretende Druckhöhenverlust mit in die Ueberfallhöhe aufgenommen, wodurch diese zu groß, der damit berechnete Koeffizient aber zu klein gefunden wurde.

¹⁾ Derselbe S. 116.

²⁾ Bazin, Ann. des Ponts et Chaussées 1888 S. 446.

³⁾ Frese, a. a. O. S. 1299.

⁴⁾ Kinzer, Zeitschrift d. Oesterr. Ing. u. Arch.-Ver. Bd. 49 1897 S. 544.

⁵⁾ Hansen, Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. Bd. 36 S. 1057.

Auch Castels Versuche wurden in ähnlich kleinen Verhältnissen ausgeführt, doch sind sie deshalb etwas unzuverlässig, weil das Wasser mittels Pumpen in den Oberwasserkanal gehoben wurde und damit die Genauigkeit der Aufnahme der Ueberfallhöhen durch mangelhafte Beseitigung der Oberflächenwellen jedenfalls stark gelitten hat.

Bei Ueberfällen schief zur Stromrichtung herrscht im Vergleich zum normalen Ueberfall bei gleicher Ueberfallhöhe wegen der größeren sekundlichen Abflußmenge eine größere Zuflußgeschwindigkeit und damit eine unvollkommene Einschnürung. Die Zuflußgeschwindigkeit darf bei schiefen Ueberfällen nicht vernachlässigt werden. Von den in Betracht kommenden Formeln handelte es sich bei Berechnung der ausgeführten Versuche daher hauptsächlich um die Weisbachsche und die Bazinsche. Die letztere ist ihrer Bauart nach bedeutend einfacher und verdient daher den Vorzug. Die vom Verfasser ausgeführten Versuche wurden also nach einer Abflußformel vom Bazinschen Baue berechnet ¹⁾).

b) Die Formeln von Bazin.

a) Die Formeln für den rechteckigen Rinnenquerschnitt.

Es bezeichne ein für allemal, Fig. 20:

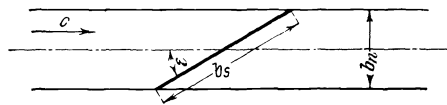


Fig. 20.

- μ den Ausflußkoeffizienten der einfachen Dubatschen Ausflußformel Gl. (1),
- μ_0 den vom Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit befreiten Ausflußkoeffizienten,
- g die Erdbeschleunigung beim freien Fall,
- h die Ueberfallhöhe, gemessen an einer Stelle des noch ungesenkten Wasserspiegels,
- b_n die Breite des Gerinnes von rechteckigem Querschnitt,
- b_s die Länge der schief zur Rinnenachse stehenden Ueberfallkante,
- p die Höhe der Ueberfallkante über dem Rinnenboden oder die Wehrhöhe,
- ε den spitzen Winkel der Ueberfallkante mit der Rinnenachse im Grundriß,
- c die mittlere Zuflußgeschwindigkeit des Oberwassers,
- Q die sekundliche Abflußmenge.

Die endlichen Abmessungen der Zulaufrinne bedingen die Größe der Zuflußgeschwindigkeit des ankommenden Wassers. Ihren Einfluß (sie wirkt bekanntlich verändernd auf die Geschwindigkeit des überfallenden Wassers und damit auf die Einschnürung ein) sucht man dadurch in Rechnung zu stellen, daß man die Zuflußgeschwindigkeit c unmittelbar in die Formel für die Berechnung der sekundlichen Wassermenge Q einführt. Damit entsteht die von Eytelwein und Weisbach herrührende Formel:

$$Q = \mu_0^{2/3} b_n \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \dots \dots (2).$$

¹⁾ Zwecks Kenntnisnahme der nach den Formeln von Weisbach und v. Wex berechneten Versuchsergebnisse vergleiche Verfassers Seite 17 angeführte Veröffentlichung.

Daß man diese Gleichung ebenso wie die einfache Dubuatsche (1) auch auf schiefe Ueberfälle anwenden kann, ist klar; dann sie besitzt auf Grund ihrer Herleitung eine allgemeine Gültigkeit für jegliche Art von Ueberfällen in Rinnen mit rechteckigem Querschnitt. Das Gesetz des Ueberfallens des Wassers ist eben bei normalen wie bei schiefen, bei gebrochenen wie bei gekrümmten Ueberfällen, bei solchen mit seitlicher Strahlzusammenziehung wie bei solchen ohne Seiteneinschnürung überall das nämliche. Ein Unterschied tritt lediglich in der Größe des Koeffizienten ein.

Die Weisbachsche und Dubuatsche Formel haben eine strenge Gültigkeit, wenn von einer solchen überhaupt gesprochen werden kann, nur so lange, als das Wasser die Ausflußöffnung normal durchströmt; in diesem Falle wird die Zuflußgeschwindigkeit ihrem vollen Betrage entsprechend als Zuschuß zur Ueberfallhöhe berücksichtigt. Stellt man sich nun beim schiefen Ueberfall den Weg eines Wasserteilchens im Grundriß vor, so bewegt es sich anfangs parallel zur Rinnenachse der Ausflußöffnung mit einer bestimmten Geschwindigkeit entgegen. Kurz vor der Ausflußöffnung lenkt es etwas in die Richtung normal zur Ueberfallkante ein und verläßt die Ausflußöffnung unter einem Winkel φ gegen die Wehrnormale, der kleiner als der Wehrwinkel ε ist. Würde im Oberwasser keine Zuflußgeschwindigkeit herrschen, so würde das Wasserteilchen in der Ausflußöffnung eine bestimmte, der reinen Druckhöhe entsprechende Geschwindigkeit erlangt haben, und der Winkel φ wäre dann nahezu null. Durch die ursprünglich schon innegehabte Geschwindigkeit vergrößert sich der Winkel φ . Er kann höchstens gleich dem Wehrwinkel ε werden. Gleichzeitig nimmt auch die Geschwindigkeit des Wasserteilchens in der Ausflußöffnung zu. Die Zunahme dieser Geschwindigkeit hängt auch von der Größe der Zuflußgeschwindigkeit des Wasserteilchens ab. Geschwindigkeitsversuche im Strahle würden hier manche strittige Punkte klarstellen können. Es ist nun höchst wahrscheinlich, daß die Wirkung der Zuflußgeschwindigkeit des Wasserteilchens durch die erfolgte wagerechte Ablenkung desselben aus seiner Bahn auf die Geschwindigkeit dieses Teilchens in der Ausflußöffnung nicht geändert wird. Die für den zur Ueberfallkante normalen Ausfluß wirksame Geschwindigkeitshöhe muß daher gebildet werden aus der Zuflußgeschwindigkeit des Oberwassers, multipliziert mit dem Kosinus des obengenannten Winkels φ , so daß geringe Zuflußgeschwindigkeiten eine verhältnismäßig stärkere Berücksichtigung finden als größere, da die ersteren wegen ihrer größeren Ablenkung aus der Richtung der Rinnenachse verhältnismäßig weniger geschwächt wirken als die letzteren. Bei Ueberläufen parallel zum Stromstrich kommt dies besonders ausgeprägt zur Geltung. Da nun der Winkel φ von der Ueberfallhöhe oder der Zuflußgeschwindigkeit abhängig ist, die Funktion, welche diese Abhängigkeit darstellt, aber nur aus einer großen Reihe von Sonderuntersuchungen abgeleitet werden kann; da weiterhin übermäßige Ueberfallhöhen bei schiefen Wehren in der Praxis meist selten vorkommen werden, die Zuflußgeschwindigkeit also meistens in stärkerem Grade zur Wirkung kommt, als es ihrer zum Wehr winkelrechten Komponente entspricht, und da außerdem die Weisbachsche Formel an sich schon bei schiefen Ueberfällen wegen der doppelten Krümmung der Stromlinien an Gültigkeit einbüßt, so wird man sich der Wirklichkeit besser nähern, wenn man die tatsächliche Ueberfallhöhe um die volle Größe der Zuflußgeschwindigkeitshöhe erhöht. Dadurch wird die Berichtigung der Formel einzig und allein der entsprechenden Wahl des Koeffizienten vorbehalten, da es auf keinen Fall möglich ist, die Rolle, welche die Zuflußgeschwindigkeit wirklich spielt, genau festzulegen.

Der oben angeführte Koeffizient μ_0 ist vom Einflusse der Zuflußgeschwindigkeit befreit, gilt also für ein sehr großes Zuflußgerinne, oder in Fällen, wo der Einfluß der Rinnenbreite verschwindet, für eine sehr große Wehrhöhe oder große Tiefe des Oberwassers. Erfahrungen, die an normalen Ueberfällen gemacht wurden, haben ergeben, daß der Einfluß der mittleren Zuflußgeschwindigkeit auf den Koeffizienten größer ist, als in der obigen Weisbachschen Formel zum Ausdruck kommt. Man multipliziert daher gewöhnlich die Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ des Zuflusses mit einem Koeffizienten α , der größer als die Einheit ist und Geschwindigkeitshöhen-Beiwert genannt werden soll. Man erhält sonach aus (2) die Gleichung:

$$Q = \mu_0^{2/3} b_s V\sqrt{2g} \left[\left(h - \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right] (3)$$

Verbindet man mit Bazin¹⁾ diese Gl. (3) mit der einfachen Dubuatschen Gl. (1):

$$Q = \mu^{2/3} b_s V\sqrt{2g} h^{3/2},$$

so erhält man

$$Q = \mu^{2/3} b_s V\sqrt{2g} h^{3/2} = \mu_0^{2/3} b_s V\sqrt{2g} \left[\left(h + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right].$$

Damit folgt

$$\begin{aligned} \mu &= \mu_0 \left[\left(h + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \frac{1}{h^{3/2}}, \\ \mu &= \mu_0 \left[\left(1 + \alpha \frac{c^2}{2gh} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{c^2}{2gh} \right)^{3/2} \right]. \end{aligned}$$

Hierfür kann man annähernd setzen, da $\frac{c^2}{2gh}$ auch bei den schiefen Ueberfällen, wie später gesehen werden kann, nur selten einige Hundertstel übersteigt und daher die höheren Potenzen von $\frac{c^2}{2gh}$ ganz verschwindend klein werden:

$$\mu = \mu_0 \left[\left(1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{c^2}{2gh} \right) - \left(\alpha \frac{c^2}{2gh} \right)^{3/2} \right].$$

Nun ist aber

$$\begin{aligned} c &= \frac{Q}{b_n(h+p)} = \frac{\mu^{2/3} b_s V\sqrt{2g} h^{3/2}}{b_n(h+p)} = \mu^{2/3} \left(\frac{b_s}{b_n} \right) \frac{h}{h+p} V\sqrt{2gh}, \\ \frac{c^2}{2gh} &= \frac{4}{9} \mu^2 \left(\frac{b_s}{b_n} \right)^2 \left(\frac{h}{h+p} \right)^2 = \frac{4}{9} \mu^2 \left(\frac{h}{\sin \varepsilon (h+p)} \right)^2. \end{aligned}$$

Dies oben eingesetzt gibt

$$\mu = \mu_0 \left[\left(1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{4}{9} \mu^2 \left(\frac{h}{\sin \varepsilon (h+p)} \right)^2 \right) - \left(\alpha \frac{4}{9} \mu^2 \left(\frac{h}{\sin \varepsilon (h+p)} \right)^2 \right)^{3/2} \right],$$

und somit:

$$\mu = \mu_0 \left[\left(1 + \frac{2}{3} \mu^2 \alpha \left(\frac{h}{\sin \varepsilon (h+p)} \right)^2 \right) - \left(\frac{4}{9} \mu^2 \alpha \left(\frac{h}{\sin \varepsilon (h+p)} \right)^2 \right)^{3/2} \right] . . . (4)$$

Durch die bei der vorstehenden Rechnung vollzogene Verbindung der Formeln von Dubuat und Weisbach ist eine wesentliche Vereinfachung der letzteren erzielt. Gl. (3) ist in bezug auf Q , wenn c durch Q ausgedrückt wird, vom 6. Grad. Die Auflösung ist daher nicht ohne weiteres durchführbar. Durch die gleiche Annäherung, die in der eben durchgeführten Rechnung zur Unterdrückung der Potenz $3/2$ der Klammer $\left(1 + \alpha \frac{c^2}{2gh} \right)$ führte, kann die Gleichung

¹⁾ Bazin, a. a. O. S. 417.

zwar auf den 3. Grad in bezug auf Q gebracht werden. Würde man weiterhin in der eckigen Klammer der Gl. (3) den Subtrahenden vernachlässigen, so würde diese Gleichung in bezug auf Q quadratisch, also schon bedeutend einfacher, aber für den praktischen Gebrauch doch immer noch recht unhandlich werden. Mit Gl. (4) für μ ist dagegen ein in bezug auf Q äußerst einfacher Ausdruck erreicht. Die eckige Klammer ist allerdings noch einigermaßen umständlich, und es muß gesucht werden, sie etwas zu vereinfachen. Es fragt sich da hauptsächlich, ob nicht der Subtrahend unterdrückt werden könnte oder, was dasselbe ist, der Subtrahend des Klammersausdruckes der Gl. (3). Bei normalen und weniger schiefen Ueberfällen kann diese Unterdrückung ohne weiteres stattfinden, denn in solchen Fällen ist der Subtrahend im Vergleich zum Minuenden vollständig unbedeutend. Bei den sehr schiefen Ueberfällen ist dies nicht von vornherein gesagt, denn hier nimmt der Ausdruck $\left(\alpha \frac{c^2}{2gh}\right)$ beträchtlichere Werte an; die mit Vernachlässigung dieses Gliedes berechneten Koeffizienten μ_0 erscheinen zu klein.

Nach Untersuchungen, die in der bereits angeführten Veröffentlichung des Verfassers nachzusehen sind, ist es für die hier zu verfolgenden Zwecke, und um den Einklang mit anderen Autoren nicht ganz aufzugeben, vollkommen statthaft, auch bei schiefen Ueberfällen den besprochenen Subtrahenden zu vernachlässigen, zumal diese Vernachlässigung auf das allgemeine Wesen der Ergebnisse ohne Einfluß ist und die Zahlenrechnungen wesentlich vereinfacht. Es ist indessen stets im Auge zu behalten, daß der Koeffizient etwas zu klein ist. Ein weiterer Grund, der für die Vereinfachung der Gl. (4) spricht, wird sich gleich ergeben.

Die letzte Gl. (4) nimmt nun die einfache Gestalt an:

$$\mu = \mu_0 \left[1 + {}^{2/3} \mu^2 \alpha \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (5).$$

Mit $\sin \varepsilon = 1$, also für den normalen Ueberfall, geht diese Gleichung selbstverständlich in die Form derjenigen über, die Bazin und Frese anwenden.

Für den Wert von $({}^{2/3} \mu^2)$ in der eckigen Klammer des Ausdruckes (5) setzt man, wenn es sich lediglich um normale Ueberfälle handelt, gewöhnlich einen festen Mittelwert. Hierzu ist man berechtigt, denn erstens kann μ beim normalen Ueberfall bei nicht zu kleinen Ueberfallhöhen h als nahezu unveränderlich angesehen werden, und dann ist zweitens der Fehler wegen des meist kleinen Ausdruckes von $\left(\frac{h}{h+p}\right)^2$ hier nicht von besonders großem Gewichte. Frese¹⁾ gibt z. B. als festen Wert an:

$${}^{2/3} \mu^2 = {}^{2/3} 0,6^2 = 0,24 \infty 0,25.$$

Bei den schiefen Ueberfällen ist die Angabe eines solchen festen Mittelwertes nicht möglich, denn ein Blick auf die Fig. 21 zeigt sofort die große Veränderlichkeit von μ und h . Hier wären große Fehler zu erwarten.

Will man nun weiter in einem gegebenen Falle den Koeffizienten μ für die Dubuatsche Gl. (1) rückwärts berechnen aus Gl. (5), so ist diese letztere nach μ aufzulösen. Sie ist in bezug auf μ quadratisch. Bezeichnet:

$${}^{2/3} \alpha \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p} \right)^2 = \tau,$$

so erhält man aus Gl. (5):

$$\mu = \frac{1}{2 \tau \mu_0} + \sqrt{\left(\frac{1}{2 \tau \mu_0}\right)^2 - \frac{1}{\tau}} \dots \dots \dots (6).$$

¹⁾ Frese, a. a. O.

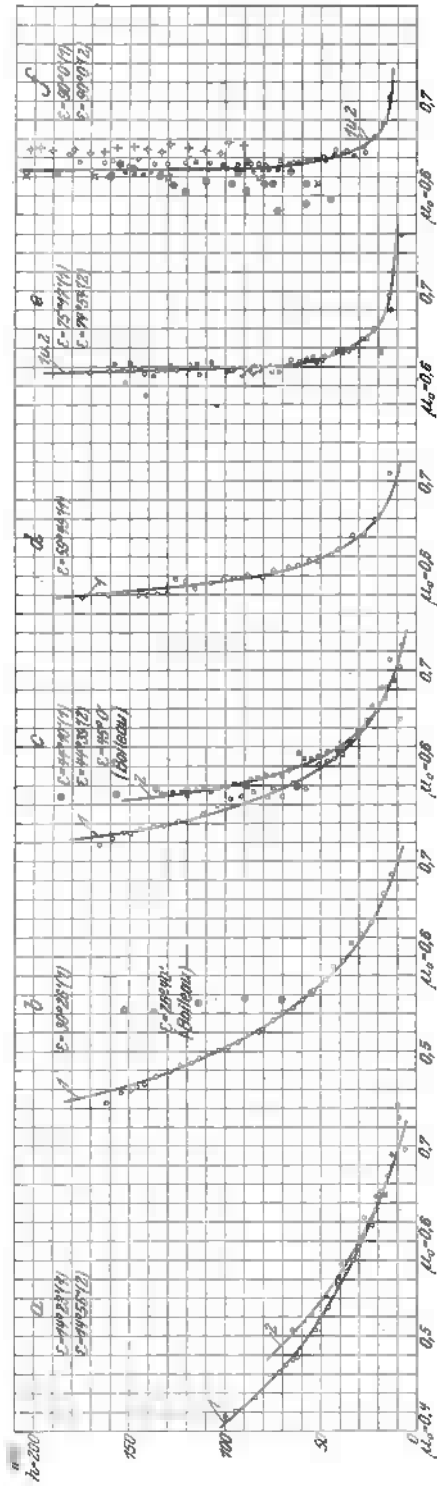


Fig. 21. Abszissen: Ausflusskoeffizienten μ_0 im Maßstab $\frac{1}{0,5} = 63$ mm. Ordinaten: Ueberfallhöhen im Maßstab $1 : 4$.
 Index 1 = Versuche in schmaler Rinne, Index 2 = Versuche in breiter Rinne. ϵ = Neigungswinkel der Ueberfallkante gegen Rinneachse.

- x Versuche von Hansen,
- + » » Bazin,
- » » Boileau,
- » » » Albel,
- in schmaler Rinne,
- in breiter Rinne.

Hätte man die Vernachlässigung, die zu Gl. (5) führte, nicht gemacht, so wäre (9) für den Gebrauch sehr umständlich geworden, denn Gl. (4) ist in bezug auf μ vom 3. Grad; auch aus diesem Grunde empfiehlt sich daher die gemachte Vereinfachung.

Die an einem schiefen Ueberfalle abfließende sekundliche Wassermenge berechnet sich demnach mit Hülfe der Formel:

$$Q = \left[\frac{1}{2 \tau \mu_0} + \sqrt{\left(\frac{1}{2 \tau \mu_0} \right)^2 - \frac{1}{\tau}} \right]^{2/3} b h \sqrt{2 g h} \quad (7)$$

mit dem vom Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit befreiten Abflußkoeffizienten μ_0 .

β) Die Formel für den trapezartigen Rinnenquerschnitt.

Die Versuche in der schmalen Rinne von etwa 25 cm lichter Breite wurden ausgeführt nach Beendigung der Vorversuche und, nachdem die Rinne anderweitigen Zwecken im Flußbaulaboratorium gedient und lange Zeit teils trocken, teils naß gestanden hatte. Trotzdem sie gestrichen und mit Winkelschienen verstärkt war, konnte ein Verziehen des Holzes nicht ganz vermieden werden, so daß sich ein Querschnitt gebildet hatte, wie ihn Fig. 22 angibt. Die beiden

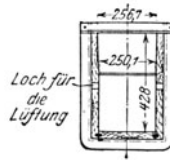


Fig 22. Querschnitt der schmalen Rinne.

HolzWände waren in bezug auf die Symmetrieachse des Querschnittes gleichmäßig ausgewichen, und zwar gleichmäßig auf die ganze in Betracht kommende Länge der Rinne hin. Diesen Querschnitt behielt die Rinne bei. Da es nicht mehr möglich war, die Unregelmäßigkeit vollkommen zu beseitigen, so mußte mit ihr entsprechend gerechnet werden. Der Querschnitt war im oberen Teile fast vollkommen trapezförmig, im unteren rechteckig, und zwar annähernd bis zu der Höhe, in der die Ueberfallkanten gewöhnlich zu liegen kamen. Die kleinen Abweichungen von dieser Gestalt waren ganz belanglos. Würde man nun diese etwas verzwickte Gestalt vernachlässigen und bei Berechnung der Versuche in die Formeln lediglich die Länge der Ueberfallkante einführen, so würde μ_0 fehlerhaft werden, und zwar wirkt dieser Fehler einseitig, er läßt den so berechneten Koeffizienten zu groß erscheinen. Der Fehler würde beim normalen Ueberfall merklicher ins Gewicht fallen als bei den stark schiefen Ueberfällen. Er würde beim normalen Ueberfall bei den dort beobachteten Ueberfallhöhen von 0,04 vH anwachsend bis 0,9 vH betragen, bei dem unter etwa 15° gegen die Rinnenachse geneigten Ueberfall aber 0,03 vH bis 0,4 vH des richtig berechneten Wertes von μ_0 . Da nun Gewicht darauf gelegt werden muß, gerade beim normalen Ueberfall möglichst genau zu rechnen, da sich nur hierbei durch Vergleiche mit anderweitigen Versuchen ein Urteil über die Genauigkeit der Ergebnisse bilden läßt, so wurden für die Versuche in der schmalen Rinne die Berechnungen durchgeführt mit Berücksichtigung der nicht rechteckigen Gestalt des Rinnenquerschnittes.

Die Gl. (5) ändert sich hierbei etwas ab, und es soll ihre Anpassung an diese neuen Verhältnisse hier kurz vorgeführt werden.

Bezeichnet wie in nachstehender Fig. 23

a_s die untere Trapezseite oder die Länge der Ueberfallkante in der Rinne,

b_s die obere Trapezseite,

h die Ueberfallhöhe,

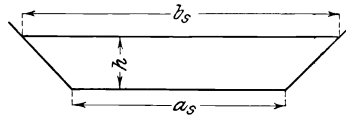


Fig. 23.

so lautet für diesen Fall die einfache Dubuatsche Ausflußgleichung mit den sonstigen früheren Bezeichnungen:

$$Q = \mu^{2/3} \frac{3 a_s + 2 b_s}{5} \sqrt{2g} h^{3/2} \dots \dots \dots (8).$$

Die Weisbachsche Gleichung kann man für diesen Fall auf eine Form bringen, ähnlich der von Gl. (2).

Es seien in nachstehender Fig. 24

a_s und b_s die untere und die obere Seite einer Trapezöffnung in dünner Wand,

h und H die entsprechenden Tiefen unter dem noch ungesenkten Wasserspiegel,

$k = \frac{c^2}{2g}$ die mittlere Geschwindigkeitshöhe des zuströmenden Wassers.

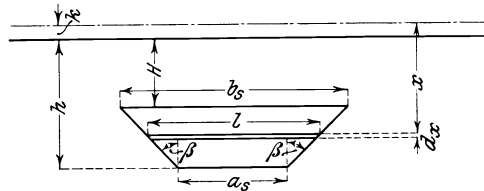


Fig. 24.

Dann ist mit den eingeschriebenen Bezeichnungen:

$$dQ = v l dx = \sqrt{2g} x (a_s + 2(h+k-x) \operatorname{tg} \beta) dx$$

$$Q = \int_{H+k}^{h+k} \sqrt{2g} x (a_s + 2(h+k-x) \operatorname{tg} \beta) dx.$$

Und da

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{b_s - a_s}{2(h - H)}$$

und

$$\int_{H+k}^{h+k} \sqrt{2g} x dx = {}^{2/3} \sqrt{2g} [(h+k)^{3/2} - (H+k)^{3/2}],$$

$$\int_{H+k}^{h+k} x \sqrt{2g} dx = {}^{2/5} \sqrt{2g} [(h+k)^{5/2} - (H+k)^{5/2}],$$

so bildet sich die Formel:

$$Q = {}^{2/3} \sqrt{2g} \left[a_s (h+k)^{3/2} + {}^{2/5} (b_s - a_s) \frac{(h+k)^{5/2}}{h-H} - \left(a_s + (b_s - a_s) \frac{h+k}{h-H} \right) (H+k)^{3/2} + {}^{2/5} (b_s - a_s) \frac{(H+k)^{5/2}}{h-H} \right]$$

für die Ausflußmenge durch eine trapezförmige Öffnung. Für den vollkommenen Ueberfall mit $H = 0$ wird

$$Q = {}^{2/3} \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{3/2} \left[a_s + {}^{2/5} (b_s - a_s) \frac{h+k}{h} \right] - k^{3/2} \left[b_s + {}^{2/5} (b_s - a_s) \frac{k}{h} \right] \right\} \quad (9).$$

Der Quotient $\frac{h+k}{h}$ ist nahezu gleich 1 und erreicht bei den ausgeführten Versuchen im ungünstigsten Falle des schief gestellten Ueberfalles 1,08; beim nächstfolgenden nur noch 1,04. Ebenso ist der Quotient $\frac{k}{h}$ nahezu 0 und erreicht ungünstigsten Falles die entsprechenden Werte 0,056 und 0,038. Da nun weiterhin der Ausdruck $\frac{2(b_s - a_s)}{5}$ im gegebenen Falle verhältnismäßig klein ist und höchstens 5,4 oder 4,4 mm beträgt, so kann man, ohne große Ungenauigkeiten zu begehen, $\frac{h+k}{h} = 1$ setzen und unbedenklich $\frac{k}{h} = 0$ machen. Damit geht Gl. (9) unter Einführung des Koeffizienten μ_0 über in die der Gl. (2) ähnlich gebauten:

$$Q = \mu_0 {}^{2/3} \sqrt{2g} \left[\frac{3a_s + 2b_s}{5} \left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - b \left(\frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right].$$

Setzt man den Bruch $\frac{3a_s + 2b_s}{5}$ vor die Klammer, so wird

$$Q = \mu_0 {}^{2/3} \sqrt{2g} \frac{3a_s + 2b_s}{5} \left[\left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \beta \left(\frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad \dots \quad (10),$$

worin

$$\beta = \frac{5b_s}{3a_s + 2b_s}.$$

μ_0 ist der vom Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit befreite Ausflußkoeffizient.

Um Vergleiche der bei den Versuchen in dieser Rinne erzielten Werte mit denen in der breiten ermöglichen zu können, muß natürlich hier ebenfalls die im vorigen Absatz begründete Vereinfachung von Gl. (10) stattfinden. Ueber ihren Einfluß auf die Ergebnisse wäre hier dasselbe wie dort zu sagen; hinzuzufügen ist nur, daß die Unterschiede hier etwas stärker sind, da β in Gl. (10) zwar nahezu 1, aber doch immerhin eine Kleinigkeit größer ist. Unter Einführung des Geschwindigkeitshöhenbeiwertes α erhält man demnach die Gleichung

$$Q = \mu_0 {}^{2/3} \sqrt{2g} \frac{3a_s + 2b_s}{5} \left(h + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \quad \dots \quad (11).$$

Es erscheint überflüssig, noch besonders zu bemerken, daß die gemachten Vernachlässigungen unzulässig sind bei Trapezen, bei denen nicht wie hier zwischen den parallelen Seiten rein zufällige Unterschiede geringen Grades, sondern große Unterschiede auftreten; dann hat an Stelle von Gl. (11) die Gl. (9) Anwendung zu finden, die die reine Rechnung allerdings recht umständlich gestaltet.

Vereinigen wir nun wieder wie früher Gl. (11) mit Gl. (8) und bezeichnen mit a_s bzw. b_s die für einen schiefen Ueberfall, mit a_n bzw. b_n die für den normalen bzw. für die Rinne selbst geltenden Breiten, so wird ganz entsprechend

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \alpha \frac{c^2}{2g h} \right)^{3/2}$$

oder

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \sqrt[3]{2} \alpha \frac{c^2}{2 g h} \right).$$

Bezeichnet ferner F den Querschnitt des Oberwassers in der Rinne, dessen unterer Teil rechteckig, dessen oberer Teil trapezförmig mit der unteren Paralleleseite a_n und der oberen b_n , so wird die Zuflußgeschwindigkeit

$$c = \frac{Q}{F}$$

und mit Rücksicht auf Gl. (8)

$$\frac{c^2}{2 g h} = \sqrt[4]{9} \mu^2 \left(\frac{3 a_n + 2 b_n}{5} \frac{h}{F} \right)^2$$

und damit:

$$\mu = \mu_0 \left[1 + \left(\sqrt[2]{3} \mu \alpha \frac{3 a_n + 2 b_n}{5} h \frac{1}{F} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (12).$$

Die an einem vorstehend beschriebenen schiefen Ueberfall abfließende sekundliche Wassermenge berechnet sich demnach mit Hülfe der Formel:

$$Q = \left[\frac{1}{2 \eta \mu_0} + \sqrt{\left(\frac{1}{2 \eta \mu_0} \right)^2 - \frac{1}{\eta}} \right] \sqrt[2]{3} \frac{3 a_n + 2 b_n}{5} h \sqrt{2 g h} \dots \dots (13),$$

worin bedeutet:

$$\mu = \left(\sqrt[2]{3} \alpha \frac{3 a_n + 2 b_n}{5} h \frac{1}{F} \right)^2$$

und μ_0 den vom Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit befreiten Ausflußkoeffizienten.

Für die breite Rinne von etwa 50 cm Breite, die keine Veränderungen erlitten hatte, gilt also Gl. (5) bzw. (7), für die schmale von etwa 25 cm Breite die Gl. (12) bzw. (13).

γ) Der Geschwindigkeitshöhen-Beiwert α .

Es handelt sich nun um die Bestimmung des Geschwindigkeitshöhen-Beiwertes α . Für den normalen Ueberfall liegen über diesen Gegenstand eingehende Versuche von Bazin¹⁾ aus dem Jahre 1886 vor, die den ausgesprochenen Zweck hatten, den Einfluß der beschränkten Abmessungen des Zulaufkanals auf die Größe des Ausflußkoeffizienten darzutun. Bazin kommt auf Grund dieser Versuche zu dem Schluß, daß man mit hinreichender Genauigkeit bei größeren Ueberfallhöhen und Wehrhöhen setzen könne: $\alpha = 1,66$ und $\sqrt[2]{3} \mu^2 \alpha = 0,55$. Diese Werte wendet auch Frese²⁾ bei Ueberfällen mit Seiteneinschnürung an. Fteley und Stearns geben für α im Mittel 1,5 an³⁾. Die Größe von α ist nun keineswegs unveränderlich, sondern ist abhängig von der Wehrhöhe und der Ueberfallhöhe. Bazin sagt hierüber:

1) Die Werte von α nehmen ab in dem Maße, wie sich die Wehrhöhe verringert, und gehen bei einer und derselben Wehrhöhe bei alleiniger Aenderung der Ueberfallhöhe durch ein Maximum.

2) Die Werte von $(\sqrt[2]{3} \mu^2 \alpha)$, denen eine geringere Veränderlichkeit mit der Wehrhöhe anhaftet, nähern sich einander in dem Maße wie die Ueberfallhöhe zunimmt.

Dieses verwickelte Verhalten hängt mit den Eigenschaften des Ausflußkoeffizienten μ zusammen, aus dem α und $(\sqrt[2]{3} \mu^2 \alpha)$ abgeleitet worden sind. Die

¹⁾ Bazin, Ann. des Ponts et Chaussées 1888 Bd. 16 S. 393 u. f.

²⁾ Frese, a. a. O. S. 1299.

³⁾ Fteley und Stearns, a. a. O. S. 11.

Bestimmung von α kann nur geschehen auf Grund vergleichender Ueberfallversuche bei verschiedenen Wehrhöhen. Bazin vergleicht seine Versuche bei Wehrhöhen von 0,75, 0,50, 0,35 und 0,24 m mit jenen bei einer Wehrhöhe von 1,13 m, welche letztere die Höhe seines Meßüberfalles war, der für die ersteren Versuche diente.

Der in Gl. (5) mit μ_0 bezeichnete Koeffizient gilt zufolge seiner Herleitung für einen Zuflußkanal von unendlichen Abmessungen, in dem die Zuflußgeschwindigkeit null herrscht oder da, wie die Erfahrung mit genügender Genauigkeit gelehrt hat, beim normalen Ueberfall ohne Seiteneinschnürung der Ausflußkoeffizient bei einer und derselben Wehrhöhe und Ueberfallhöhe von der Breite des Zuflußkanales oder der Länge der Ueberfallkante unabhängig ist, für eine unendlich große Wehrhöhe. Die für die vorgenannten verschiedenen Wehrhöhen berechneten Ausflußkoeffizienten müssen sich also sämtlich durch entsprechende Wahl des Wertes von α von einer einzigen Koeffizientenlinie ableiten lassen können, eben von derjenigen, die für eine sehr große Wehrhöhe gilt, und welche für diesen Fall die graphische Darstellung der Aenderung des Koeffizienten mit der Ueberfallhöhe bildet. Durch Versuche läßt sich diese genannte Koeffizientenlinie wenigstens näherungsweise ableiten.

Diese Annahme setzt nun Bazin in Stand, Werte von α dadurch zu bestimmen, daß er die Koeffizienten, die für die kleineren Wehrhöhen berechnet wurden, vergleicht mit denjenigen beim Ueberfall von 1,13 m Wehrhöhe, aber wohlgemerkt, jeweils bei der gleichen sekundlichen Abflußmenge. Bezeichnet:

μ'_0 den Ausflußkoeffizienten der einfachen Dubatschen Formel Gl. (1) bei sehr großer Wehrhöhe,

μ'_1 denjenigen beim Ueberfall mit 1,13 m Wehrhöhe,

μ'_2 denjenigen beim Ueberfall mit einer der anderen von Bazin angewandten Wehrhöhen, aber bei der gleichen Abflußmenge wie bei μ'_1 und μ'_0 ,

β den Wert von $\frac{c^2}{2gh}$,

α den vorläufig unbekanntem Geschwindigkeitshöhen-Beiwert, so läßt sich setzen:

$$\mu'_1 = \mu'_0 \left(1 + {}^{3/2} \alpha \frac{c_1^2}{2gh_1} \right) = \mu'_0 (1 + {}^{3/2} \alpha \beta_1),$$

und

$$\mu'_2 = \mu'_0 \left(1 + {}^{3/2} \alpha \frac{c_2^2}{2gh_2} \right) = \mu'_0 (1 + {}^{3/2} \alpha \beta_2).$$

Dies sind zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten, nämlich μ'_0 und α , die sich also ermitteln lassen.

Es liegt nun der Gedanke nahe, bei den schiefen Ueberfällen ähnlich zu verfahren. Nimmt man einen unendlich großen Rinnenquerschnitt mit der Zuflußgeschwindigkeit null an, so kann nunmehr die Schiefstellung des Wehres keinen Einfluß auf den Koeffizienten ausüben; dieser muß vielmehr den Wert desjenigen für das normale Wehr annehmen, denn das Wasser wird in diesem Falle auch wirklich normal zur Ueberfallkante abfließen. Es ist dies jener Fall, wie er bei sehr kleinen Ueberfallhöhen beobachtet wird. Für das normale Wehr ist aber nach den gründlichen Versuchen von Bazin der Wert von α bereits bekannt, mithin auch μ_0 hierfür berechenbar. Bei der gleichen sekundlichen Abflußmenge ließe sich dann für das schiefe Wehr ein Wert von α berechnen, der den für dieses sich ergebene μ in den Wert μ_0 des normalen

Wehres überführt und das Gewicht angibt, das der Zuflußgeschwindigkeit beizulegen wäre. Schließlich könnte man der Bequemlichkeit halber die Berechnung auch durchführen für gleiche Ueberfallhöhen.

Natürlich ist für solche Berechnungen die vereinfachte Gl. (5) nicht mehr anwendbar, man müßte auf Gl. (4) zurückgreifen. Nun ist aber die Form von Gl. (4), in bezug auf μ und α vom 3. Grad, für die praktische Anwendung recht umständlich und wird es noch mehr, wenn μ oder α explizit dargestellt werden. Eine überschlägliche Berechnung ergab, daß man zu sehr großen Werten von α kommt, zwischen 1 und 100 schwankend, die der gewöhnlichen Anschauung durchaus nicht entsprechen; und es ist, wie die folgende Ueberlegung zeigt, auch klar, daß die vorgeschlagene Berechnung für α keineswegs tatsächlich eintretende Werte liefern kann. Das wirkliche Verhalten beim Abfluss an schiefen Ueberfällen ist wesentlich verwickelter, als bis hierher angenommen wurde.

Die eben gemachten Darlegungen beruhen auf der Annahme, daß die ganze bei schiefen Ueberfällen in einem bestimmten Falle nötig werdende Aenderung des Koeffizienten im Vergleich zum normalen Ueberfall allein vom Einfluss der Zuflußgeschwindigkeit herrührt. Dieser Einfluß ist aber nicht der einzige. Vom Verfasser ausgeführte Versuche (vergl. a. a. O.) ergaben, daß schon bei verhältnismäßig geringen Ueberfallhöhen das Wasser nicht mehr normal zur Ueberfallkante abfließt, sondern mehr und mehr seine ursprünglich innegehabte Bewegungsrichtung parallel zur Rinnenachse beizubehalten sucht. Die Ablenkung ist ferner längs der Ueberfallkante verschieden und am Wehrende am größten. Untersuchungen, die allerdings keine zahlenmäßige Niederlegung gestatteten, haben ferner gezeigt, daß in der Nähe der Ueberfallkante die Stromlinien weniger von der Wehrnormalen abweichen als an der Oberfläche. Die Stromlinien überkreuzen sich daher. Alles dies hängt natürlich wesentlich von der Größe der Zuflußgeschwindigkeit ab. Jedenfalls nimmt die Querschnittfläche des Strahles eine verhältnismäßig sehr verzwickte Gestalt an, bei der die Voraussetzung, die zur Aufstellung der Gl. (1) von Dubuat und aller ihrer Abänderungen führte, nämlich des Parallelismus der Stromlinien im Grundriß, durchaus nicht mehr erfüllt ist. Mit anderen Worten: die vorliegenden Formeln geben die tatsächlichen Verhältnisse nicht richtig wieder. Da die theoretischen Grundlagen der heutigen Hydraulik bislang die Aufstellung besserer Formeln nicht zulassen, so ist man zur Anwendung der bisher üblichen Gleichungen gezwungen und muß durch entsprechende Wahl der Größe des Koeffizienten diesen Mangel an theoretischer Genauigkeit möglichst auszugleichen suchen.

Noch ein weiterer Umstand ist zu erwähnen. Durch die Wände des Gerinnes erhält der Strahl eine Art Führung, die in der Praxis wohl auch stets vorhanden sein wird. Durch die mehr oder weniger starke Ablenkung der Stromlinien aus der Richtung der Rinnenachse staut sich der Strahl teilweise an einer der Führungswände, was äußerlich erkennbar wird durch Auftreten einer hahnenkammartigen Wasserwulstes. Diese Stauung des Strahles bewirkt einen Rückstau, der jedenfalls zur Verkleinerung des Koeffizienten zu seinem Teile trägt. Auch dieser Umstand läßt sich theoretisch schwer fassen.

Beim normalen Ueberfall ist weiterhin die Verteilung der mittleren Geschwindigkeiten einer Lotrechten über die Ausflußöffnung in bezug auf Größe und Richtung vollständig gleichmäßig auf die ganze Länge der Ueberfallkante hin. Bei den schiefen Ueberfällen, wo die Wassertiefen über der Ueberfallkante längs der Kante abnehmen (schräg in Richtung des fließenden Wassers gedacht),

herreht in jeder Lotrechten eine andere mittlere Geschwindigkeit, die, wie schon bemerkt, auch jeweils eine veränderte Richtung besitzt. Es ist nun einleuchtend, daß jedenfalls die Art der Geschwindigkeitsverteilung über die Ausflußöffnung hin Einfluß auf die Größe des Koeffizienten nehmen muß. Zu diesem Schluß kommt auch Frese bei Ueberfällen mit seitlicher Einschnürung.

Alles dies sind Verhältnisse, die durchaus keine genügende Berücksichtigung in dem eingangs erwähnten Verfahren zur Bestimmung von α finden.

Die Zuflußgeschwindigkeit ist nach Gl. (5) zu berücksichtigen durch einen Ausdruck proportional zu

$$\left(\frac{b_s}{b_n} \frac{h}{h+p}\right)^2 = \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p}\right)^2.$$

Erfahrungsgemäß läßt sich beim normalen Ueberfall die ganze in einem bestimmten Falle notwendig werdende Berichtigung des Ausflußkoeffizienten mit hinreichender Genauigkeit diesem Ausdruck proportional setzen, während die schiefen Ueberfälle eine solche Annahme zunächst nicht zulassen. Bis zu welchem Grade der Genauigkeit man sich durch eine solche Annahme dem tatsächlichen Verhalten nähert, ob man die besprochene Berichtigung durch einen neuen Ausdruck proportional zu $\left(\frac{h}{h+p}\right)^2$ berücksichtigen kann, wobei Gl. (4) die etwas umständliche Gestalt annehmen würde:

$$\mu = \mu_0 \left[\left(1 + {}^{2/3} \mu^2 \alpha \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p}\right)^2\right) - \left({}^{4/9} \mu^2 \alpha \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p}\right)^2\right)^{3/2} + \zeta \left(\frac{h}{h+p}\right)^2 \right] \quad (4a),$$

oder Gl. (5):

$$\mu = \mu_0 \left[1 + {}^{2/3} \mu^2 \alpha \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p}\right)^2 + \zeta' \left(\frac{h}{h+p}\right)^2 \right] \quad \quad (5a),$$

worin ζ und ζ' Zahlengrößen bedeuten, die vom Winkel ε und jedenfalls auch von der Rinnenbreite abhängig sind, alles das sind Fragen, die lediglich auf Grund zahlreicher Versuche beantwortet werden können, indem systematisch jeweils für eine und dieselbe Wehrstellung vergleichende Untersuchungen durch Aenderung der Rinnenbreite und hauptsächlich der Wehrhöhe angestellt werden. So würde eine unmittelbare Bestimmung des Geschwindigkeitshöhenwertes α für jede einzelne Wehrhöhe und jede einzelne Wehrstellung ermöglicht, eines Wertes, der dann zu erkennen geben würde, ob der durch Schiefstellung an sich schon vergrößerten Zuflußgeschwindigkeit auch noch ein vermehrter Einfluß auf den Ausflußkoeffizienten zukommt.

Da der Verfasser nicht in der Lage war, solche systematische Versuchsreihen mit verschiedenen Wehrhöhen, die einen großen Aufwand an Zeit erfordert hätten, durchzuführen, konnten die erwähnten Punkte nicht genügend klargestellt werden, und es mußte zur weiteren Berechnung angenommen werden, daß die Gl. (5) bzw. (4) die Sachlage genügend genau kennzeichnet und daß der Wert von α für normale Ueberfälle auch auf schiefe Ueberfälle Anwendung finden könne.

Der von Bazin aufgestellte Mittelwert $\alpha = {}^{5/3}$ kann für die vorliegenden Versuche der geringen Wehrhöhe wegen natürlich nicht in Betracht kommen, denn bei seiner Aufstellung wurde besonders den größeren Wehrhöhen mehr Gewicht beigelegt, um ihm eine bessere praktische Anwendbarkeit zu sichern. Im vorliegenden Falle sind die Werte für die Wehrhöhe von 24 cm ausschlaggebend, da diese Höhe vollkommen der hier angewandten entspricht. Geringe Unterschiede von einigen Millimetern kommen dabei nicht in Betracht. Für diese Wehrhöhe gibt Bazin den Mittelwert 1,38 an, abgeleitet für Ueberfallhöhen

bis zu 44 cm. Es möge hier die Zahlentafel Platz finden, die Bazin¹⁾ über α veröffentlicht.

Ueberfallhöhe in m	Geschwindigkeitshöhenbeiwert α bei einer Wehrhöhe von			
	$p = 0,75$ m	$p = 0,50$ m	$p = 0,35$ m	$p = 0,24$ m
0,10	—	—	0,98	1,08
0,12	—	—	1,25	1,23
0,14	—	1,41	1,40	1,31
0,16	—	1,63	1,53	1,37
0,18	2,27	1,74	1,59	1,39
0,20	2,48	1,79	1,63	1,41
0,22	2,52	1,80	1,63	1,41
0,24	2,52	1,79	1,63	1,41
0,26	2,44	1,77	1,61	1,40
0,28	2,36	1,75	1,59	1,39
0,30	2,28	1,73	1,58	1,39
0,32	2,24	1,71	1,57	1,38
0,34	2,16	1,69	1,57	1,38
0,36	2,13	1,68	1,56	1,38
0,38	2,12	1,67	1,55	1,38
0,40	2,10	1,66	1,55	1,38
0,42	2,07	1,65	—	—
0,44	2,02	—	—	—
Mittel:	2,21	1,70	1,56	1,38

Man erkennt aus dieser Zahlentafel, daß α von einem gewissen Grenzwert an mit abnehmender Ueberfallhöhe wesentlich kleiner wird. Die Ueberfallhöhen bei den vom Verfasser ausgeführten Versuchen gehen von etwa 0,01 m an bis höchstens zu 0,17 bis 0,18 m. Bei Bestimmung von α spielen Ungenauigkeiten wegen der Kleinheit des Ausdruckes $\left[\frac{2}{3} \mu^2 \left(\frac{1}{\sin \varepsilon} \frac{h}{h+p} \right)^2 \right]$, auch bei schiefen Ueberfällen, keine allzu große Rolle, und es kann daher für die Wehrhöhe von 24 cm als angemessener Mittelwert für das genannte Ueberfallhöhegebiet der einfache Wert $\alpha = 1,0$ angesehen werden, d. h. die Zufußgeschwindigkeit wird durch Einführung der einfachen Geschwindigkeitshöhe berücksichtigt.

Um nun Vergleiche anstellen zu können mit den Versuchsergebnissen anderer Forscher, besonders mit denen von Boileau, der auch für schiefe

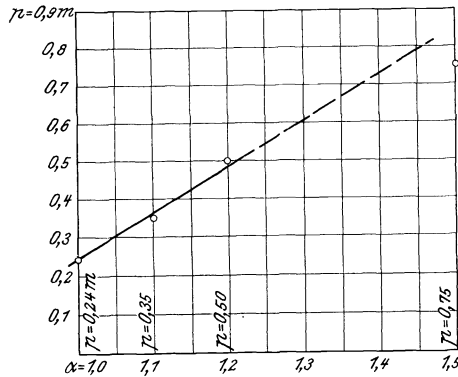


Fig. 25. Geschwindigkeitshöhenbeiwert α nach Versuchen von Bazin $\alpha = 0,81(1+p)$.
 Ordinaten: Wehrhöhen p im Maßstab 1 : 20. Abszissen: Geschwindigkeitsbeiwert α im Maßstab
 0,1 = 10 mm.

¹⁾ Bazin, Annales des Ponts et Chaussées 1888, Bd. 16, S. 434.

Ueberfälle einige Ergebnisse veröffentlicht, die sich aber auf andere Wehrhöhen beziehen, so sind für die anderen Wehrhöhen der vorerwähnten Zahlentafel für das gleiche Gebiet der Ueberfallhöhen Mittelwerte bestimmt worden, wie folgt:

Wehrhöhe p in m	0,75	0,50	0,35	0,24
Geschwindigkeitshöhenbeiwert α	1,50	1,20	1,10	1,00

Die zeichnerische Darstellung Fig. 25 zeigt diese Werte, und daß man sie bis zur Wehrhöhe von 0,5 m mit einer Genauigkeit, die den vorliegenden Zwecken vollkommen entspricht, einkleiden kann in die Form der Geraden:

$$\alpha = 0,81 (1 + p) \dots \dots \dots (14),$$

worin p in Meter einzusetzen ist.

Die Berechnungsergebnisse der Versuche an normalen und schiefen Ueberfällen.

a) Allgemeines.

Bevor zur Besprechung der Versuchsergebnisse selbst übergegangen wird, möge hier die Bemerkung Platz finden, daß sich die ausgeführten Versuche lediglich auf den sogenannten freien Strahl beziehen, auf jenen Strahl, den die französischen Hydrauliker durchweg als »nappe libre« bezeichnen. Bei diesem ist der Raum unterhalb des Strahles zwischen Abfallwand, Unterfläche des Strahles und den Rinnenwänden im oberen Teil mit Luft erfüllt, im unteren befindet sich eine sogenannte Wasserwalze, deren Drehungssinn sich durch ihre ständige Berührung mit dem Strahl ergibt. Der Strahl reißt beständig Luft aus dem erwähnten Raume mit sich fort; es muß deshalb dafür gesorgt werden, daß sich diese Luft stets wieder leicht und vollkommen ersetzen kann. Dazu dienten bei den ausgeführten Versuchen für jede Ueberfallstellung zwei Löcher von 25 mm Durchmesser, von denen je eines in jede Wand der Rinne gebohrt war, so zwar, daß die Führung des Strahles hierdurch nicht beeinflusst wurde. In Fig 2 und 3 sowie 8 und 9, sind diese Löcher sowie die besprochene Form des Strahles ersichtlich. Bei den schiefen Ueberfällen, bei denen sich die Wasserwalze unter dem Strahl in äußerst lebhafter Bewegung befindet, ist ganz besonders auf eine hinreichende Lüftung Bedacht zu nehmen, da hier die Luft, namentlich bei großen Ueberfallhöhen, starken Verlusten ausgesetzt ist. Unter den vielen und mannigfaltigen Formen, die ein überfallender Strahl annehmen kann, besitzt der freie Strahl die größte Stabilität und Ruhe. Bei dieser Strahlform sind daher die zuverlässigsten Ergebnisse zu erwarten. Bei Wehren, die in der Natur in großem Maßstabe ausgeführt werden, wird die Lüftung wohl meist recht unvollkommen sein, und die Wasserwalze kann leicht den ganzen Raum unter dem Strahl ausfüllen. Es hat dies, wie sowohl Untersuchungen von Bazin, Hansen u. a. m. zeigen, als auch Versuche im Flußbaulaboratorium und solche von Prof. Brauer zu erkennen gaben, eine ganz bedeutende Zunahme des Koeffizienten zur Folge, wohl hauptsächlich infolge Verminderung der Einschnürung. Die Bestimmung dieser Zunahme des Koeffizienten müßte Gegenstand einer gesonderten experimentellen Untersuchung sein, durch welche auch klar gestellt werden könnte, ob ein bestimmtes Verhältnis, das zwischen dem Koeffizienten des normalen Ueberfalles und irgend einem schiefen für den Fall des freien Strahles besteht, auch in gleicher Weise ohne weiteres für den unten benetzten Strahl Geltung hat, den Bazin und andere Franzosen

mit »nappe noyée en dessous« bezeichnen. (Die Benennung »unten benetzter Strahl« wurde von Prof. Rehbock eingeführt.) Die meisten bekannt gewordenen Versuche beziehen sich auf den freien Strahl, wohl hauptsächlich seiner Stabilität wegen. Bei den nachfolgenden Besprechungen wird auch nur diese Strahlform behandelt werden.

Am Boden der Rinne geht der Strahl in seinen zu diesem Boden parallelen Teil über. Infolge der durch den Fall erlangten Geschwindigkeit besitzt er eine geringere Dicke, als es dem Gefälle des Rinnenbodens entspricht. Unter Ausbildung des sogenannten Wassersprunges erhebt sich die Oberfläche dieses unteren Strahlteiles zu derjenigen des Unterwassers, deren Höhenlage im gleichen Gerinne durch die Größe der Wasserführung sowie durch das Gefälle des Rinnenbodens und die Rauigkeit der Rinne bedingt wird. Das Unterwasser übt auf den Ausflußkoeffizienten solange keinen Einfluß aus, als der sich unterhalb des Strahles bildende Wassersprung nicht an den Fuß des Strahles heranrückt. Die Versuche wurden daher bei ungestautem Unterwasser ausgeführt. Der Strahl behält seine Führung durch die Wände der Rinne so lange bei, bis er in den wagerechten Teil am Rinnenboden übergegangen ist. Dann erst verläßt das Wasser die Rinne, wie es die Fig. 2, 3, 8 und 9 für den normalen Ueberfall darstellen. Auch dieser Einfluß der Unterwassertiefe auf den Ausflußkoeffizienten kann nur Gegenstand einer besonderen Untersuchung sein.

Bei sehr kleinen Ueberfallhöhen, etwa bei solchen von 7 bis 8 mm, schmiegt sich der Strahl vollkommen an die Abfallwand an, und von hier an ist die Ausbildung des freien Strahles ausgeschlossen. Auch hier findet eine starke Zunahme des Koeffizienten statt; es befindet sich hier anscheinend eine Stelle der Unstetigkeit im Verlauf der Koeffizientenänderung. Da, wie schon früher erwähnt, weiterhin die Messung dieser kleinen Ueberfallhöhen mit großen prozentualen Meßfehlern behaftet ist, so liegt hier die Gültigkeitsgrenze aller ermittelten Koeffizientenlinien.

b) Umrechnungsformeln.

Wie bei der Beschreibung der Versuchsanlage ausgeführt, fließt eine und dieselbe sekundliche Wassermenge sowohl über den Meßüberfall als über den zur Untersuchung stehenden Ueberfall in der Rinne. Für den Meßüberfall gilt die schon des öfteren erwähnte Gl. (1):

$$Q_1 = \mu_1^{2/3} \sqrt{2g} b_1 h_1^{3/2}$$

und für den zu untersuchenden Ueberfall die ähnliche:

$$Q = \mu^{2/3} \sqrt{2g} b_s h^{3/2}.$$

Und da

$$Q_1 = Q$$

so wird

$$\mu = \mu_1 \left(\frac{b_1}{b_s} \right) \left(\frac{h_1}{h} \right)^{3/2} (15),$$

welche Gleichung unter Berücksichtigung der durch die Eichung des Meßüberfalls gewonnenen Werte von μ_1 zur Ermittlung des gesuchten Ausflußkoeffizienten μ dient.

- $b_1 = 500,1$ mm, die Breite des Meßüberfalles,
- b_s , die Länge der Ueberfallkante am zu untersuchenden Wehr,
- h_1 und h die entsprechenden Ueberfallhöhen,

sind lauter durch Beobachtung bezw. unmittelbarer Messung festzulegende Größen. Bei der schmalen Rinne, die keinen regelmäßigen rechteckigen Querschnitt hatte, tritt mit den Bezeichnungen auf Seite 29 an Stelle von b die Länge $\frac{3a_s + 2b_s}{5}$.

c) Die Berechnungsergebnisse nach den Formeln von Bazin.

a) Die Koeffizienten μ .

Gehen wir nun zu den Ergebnissen der Berechnung der Versuche nach den modifizierten Bazinschen Formeln selbst über.

Für jede Wehrstellung wurde zuerst nach der im vorhergehenden Absatz abgeleiteten Gl. (15) der Koeffizient μ der einfachen Dubuatschen Ausflußgleichung (1) berechnet und in den zugehörigen Zahlentafeln für alle Versuche zusammengetragen. Die genauen Maße für den Winkel ε wurden bestimmt aus den mit möglichster Genauigkeit festgestellten Abmessungen der Rinne und der Ueberfallkante. Trägt man diese Koeffizienten μ in ihrer Abhängigkeit von der Ueberfallhöhe h graphisch auf, so erkennt man sofort, daß der Koeffizient bei allen Wehrstellungen anfangs rasch, später langsamer abnimmt: das bekannte, noch von allen Forschern gefundene Ergebnis, solange ihre Versuche nicht durch außerordentliche Umstände, wie z. B. zu große Zuflußgeschwindigkeiten, stark beeinflusst wurden. Beim normalen und den nächstfolgenden beiden Ueberfällen ist auch das von Bazin bereits angezeigte Verhalten erkennbar, daß bei großen Ueberfallhöhen die Koeffizienten wieder etwas zunehmen, für diese also ein Minimum besteht, dessen Lage je nach der Wehrhöhe Verschiebungen erleidet, da das Bestehen des Minimums hauptsächlich dem Einflusse der Zuflußgeschwindigkeit zuzuschreiben ist. Schon ein oberflächlicher Vergleich der Beobachtungspunkte läßt erkennen, daß die Koeffizienten bei gleicher Ueberfallhöhe für das normale Wehr am größten sind und für jedes folgende kleiner werden. Wie schon früher gesagt, ist es klar, daß bei geringen Ueberfallhöhen der Einfluß der Wehrstellung verschwinden muß. Mit steigender Ueberfallhöhe findet eine steigende Abnahme der Koeffizienten statt.

Es ist auch weiterhin erklärlich, daß die Rinnenbreite auf den Koeffizienten Einfluß nehmen muß, denn die Ablenkung der Wasserfäden aus ihrer ursprünglichen Strömrichtung parallel zur Rinnenachse kann sich bei dem Ueberfall in der breiten Rinne ungestörter ausbilden als bei dem in der schmalen. Daher treten bei gleichen Ueberfallhöhen in der schmalen Rinne die kleineren Koeffizienten für schiefe Ueberfälle auf. Ein Vergleich dieser Koeffizienten mit Versuchsergebnissen, die sich auf andere Wehrhöhen beziehen, ist natürlich nicht statthaft; es sollen daher jetzt die Koeffizienten μ zufolge des im vorhergehenden Kapitel unter Absatz b Gesagten vom Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit befreit werden.

Dazu dient also die den Bazinschen Formeln entsprechend gebildete Gl. (5) Seite 26 für die Versuche in der breiten Rinne und Gl. 12 Seite 31 für diejenigen in der schmalen Rinne. Die Hauptergebnisse dieser Zahlenrechnungen sind ebenfalls in den zugehörigen Zahlentafeln zusammengestellt. Der besseren Uebersichtlichkeit halber wurden die Zwischenergebnisse der Rechnung fortgelassen. Die Verzeichnung der Koeffizienten μ_0 in ihrer Abhängigkeit von der Ueberfallhöhe h hat in Fig. 21 stattgefunden mit μ_0 als Abszissen und h als Ordinaten.

β) Der normale Ueberfall.

Betrachten wir zunächst die Versuchsergebnisse am normalen Ueberfall. Man erkennt, Kurve f, Fig. 21, daß die Beobachtungen einen recht regelmäßigen Verlauf nehmen und Abweichungen von höchstens 1 vH vom Mittel vorkommen, eine Genauigkeit, die für die vorliegenden vergleichlichen Zwecke als vollkommen genügend angesehen werden muß. Nur bei den Beobachtungen Nr. 5, 23, 25, 28 und 29, Zahlentafel 1, scheinen Unregelmäßigkeiten vorgekommen zu sein. Ungenauigkeiten bis zu 1 vH des Koeffizienten kommen übrigens bei fast allen Beobachtern vor, und es scheint, als ob diese Genauigkeitsgrenze nicht leicht herabzudrücken sei. Bei Betrachtung des Koeffizienten μ_0 sieht man, daß das bei den Koeffizienten μ vorhanden gewesene Minimum naturgemäß hier verschwindet. Weiterhin ist zu erkennen, daß ein Einfluß der Breite der Rinne auf den Koeffizienten nicht hervortritt. Auch dieses Ergebnis ist bis jetzt noch von den meisten Forschern bestätigt worden, solange die Versuchsergebnisse nicht durch zu große Rauigkeit der Gerinnwände getrübt wurden. Im vorliegenden Falle leistete der Anstrich der Wände mit Siderosten sehr gute Dienste, da diese Farbe einen sehr hohen Grad der Glätte erzeugt. In der Gegend der Ueberfallhöhe $h = 150$ mm scheinen die Koeffizienten der Beobachtungen Nr. 26 bis 32, Zahlentafel 2, für die breite Rinne etwas kleiner zu sein als die entsprechenden der schmalen Rinne, doch ist dies sicher auf Beobachtungsfehler zurückzuführen. Nimmt man nämlich an, daß die Rinnenbreite auf den Koeffizienten Einfluß nimmt, so könnte infolge der Reibung des Wassers an den Rinnenwänden der Koeffizient bei zunehmender Rinnenbreite höchstens zunehmen, nicht aber wie hier um eine Kleinigkeit abnehmen. Für Beobachtungsfehler sprechen auch die in die gleiche Figur eingezeichneten Versuchsergebnisse von Hansen, deren Zahlenwerte in Zahlentafel 4 zu finden sind. Hansen¹⁾ hat bei seinen Versuchen mittelbare Wassermengenmessungen gemacht durch Messung der Druckhöhe über einem Satz sehr genau geeichter abgerundeter Ansatzstücke, die im Boden eines größeren Behälters angebracht waren. Bei diesen Hansenschen Versuchen waltete die außerordentlichste Sorgfalt, so daß sie jedem Anspruch auf Genauigkeit genügen. Sie beziehen sich auf eine Wehrbreite von 1082,5 mm und eine Wehrhöhe von 514,0 mm. Ein Blick auf Kurve f, Fig. 21, zeigt, daß die hier vorliegenden Versuche etwas größere Werte für μ_0 liefern, als Hansen sie findet. Punkt Nr. 1, Zahlentafel 4, liegt abseits, wird aber auch von Hansen selbst bei Zusammenfassung seiner Ergebnisse außer acht gelassen und scheint daher nicht so zuverlässig zu sein. Die Uebereinstimmung mit den Versuchen von Boileau, die mit verschiedenen aus Zahlentafel 3 ersichtlichen Wehrbreiten und -höhen ausgeführt wurden, ist durchweg gut; die Punkte Nr. 18 bis 20, die sich auf kleine Wehrhöhe (206,0 mm) und kleine Breite (292,0 mm) beziehen, liegen allerdings ganz abseits; wie indessen später bei Besprechung der Versuchsergebnisse an schiefen Ueberfällen zu zeigen sein wird, ist dies eine Folge der Art und Weise, wie Boileau die Ueberfallhöhen gemessen hat.

Sehr schlecht ist nun die Uebereinstimmung mit den Versuchen von Bazin (Zahlentafel 5 Nr. 1 bis 16). Sie beziehen sich auf eine Wehrhöhe von 240,0 mm und eine Wehrbreite von 1997,0 mm. Auch die anderen von Bazin²⁾ veröffentlichten Versuchstafeln für andere Wehrhöhen liefern keine besser übereinstimmenden Ergebnisse; die Bazinschen Koeffizienten fallen durchweg zu groß

¹⁾ Hansen, a. a. O.

²⁾ Bazin, a. a. O. S. 420 bis 426.

aus. Hierauf bezüglich stellte Hansen¹⁾ Versuche an mit Turbinenleiträdern verschiedener Abmessungen und Schaufelwinkel, die in den Boden eines großen Versuchsbehälters eingesetzt wurden, und bestimmte den Ausflußkoeffizienten der Leiträder für den Fall, daß der Wasseraustritt nicht durch die Anwesenheit des Laufrades beeinflusst wird. Es ergab sich dabei, daß bei Anwendung seiner eigenen Ueberfallkoeffizienten der Ausflußkoeffizient der Turbinenleiträder richtig annähernd derselbe (etwa zwischen 0,99 und 0,98) war, während er, mit Hülfe der Bazinschen Ueberfallkoeffizienten berechnet, stark veränderlich und größer als 1 ausfiel, was nicht der Fall sein kann. Daraus schließt Hansen, daß bei den Bazinschen Versuchen jedenfalls unbemerkte Störungen vorgekommen seien.

Es liegt nun der Einwand nahe, daß mit den Koeffizienten auch die in Kapitel 1 dieses Abschnittes abgeleiteten Werte für den Geschwindigkeitshöhenbeiwert α fehlerhaft sind; hier ist aber wiederum zu bedenken, daß ein Fehler in α keinen großen Einfluß auf μ_0 ausübt wegen der Kleinheit des Ausdrucks, der mit ihm multipliziert ist. Die schon vorgeführten Zahlenwerte für α können daher immerhin weitergeführt werden, ohne daß sie die Genauigkeit stark beeinträchtigen.

Die zahlreichen Versuche von Poncelet und Lesbros²⁾ geben Werte für μ_0 , die meistens kleiner sind als die hier von Hansen ermittelten. Eine Erklärung hierfür ergibt sich in der Versuchsanordnung der genannten Forscher und ist im Absatz a) des vorigen Kapitels auf Seite 22 schon erklärt worden. Auch die Castelschen Versuche finden sich dort kurz beleuchtet³⁾.

Weitere Versuche konnten nicht zum Vergleich herangezogen werden, da sie sich auf Wehrhöhen beziehen, für welche die für α abgeleitete Gl. (14) Seite 36 keine Gültigkeit mehr hat.

Die aus den vorliegenden Versuchsergebnissen hervorgehenden Zahlenwerte für μ_0 können als Werte, die zwischen den Zahlenwerten der Bazinschen und Hansenschen Koeffizienten in unmittelbarer Nachbarschaft der letzteren liegen und mit vielen der Boileauschen Koeffizienten übereinstimmen, bereits einen größeren Anspruch auf Genauigkeit machen.

Erwähnt möge hier noch werden, daß die Koeffizienten für die schmale Rinne stets unmittelbar mit denen für die breite Rinne verglichen werden, trotzdem, wie im vorigen Kapitel unter b) β) dieses Abschnittes behandelt, der Querschnitt der schmalen Rinne nicht streng rechteckig war. Wegen der geringen Trapezoidalität des Querschnittes ist dies zu vergleichenden Zwecken vollkommen statthaft.

γ) Die schiefen Ueberfälle.

Bei den schiefen Ueberfällen sind die am Koeffizienten μ infolge des Einflusses der Zuflußgeschwindigkeit anzubringenden Gesamtberichtigungen natürlicherweise stets größer; ist doch durch Schiefstellung des Wehres eine vergrößerte Zuflußgeschwindigkeit erzeugt, was sich im Erscheinen des reziproken Wertes des Sinus des Wehrwinkels ε in der Klammer des Ausdruckes (5) kund tut. Die Gesamtberichtigung wächst mit der Schiefstellung des Wehres und mit der Ueberfallhöhe. Auch bei diesen Beobachtungen an schiefen Ueberfällen ist eine befriedigende gegenseitige Uebereinstimmung vorhanden und läßt sich eine Ge-

¹⁾ Hansen, a. a. O. S. 1096.

²⁾ Poncelet und Lesbros, Expériences usw. Paris 1832.

³⁾ Hauptquelle d. Vers. v. Castel: Mémr. de l'Acad. des sciences de Toulouse, Bd. 4, 1837.

setzmäßigkeit der Koeffizientenabnahme mit Ueberfallhöhe und Wehrstellung leicht erkennen. Nur hier und da treten bei einzelnen Beobachtungen Unregelmäßigkeiten auf, die in den Kurven *b* bis *e*, Fig. 21, leicht zu erkennen sind. Beobachtungen mit so großen Unregelmäßigkeiten wie z. B. Nr. 21, 29 und 23 Zahlentafel 7 (Kurve *e*) läßt man am besten aus der Betrachtung fort.

Die Kurven *b* und *d* für $\varepsilon = 30^{\circ} 26'$ und $59^{\circ} 45'$ geben nur Versuche in der schmalen Rinne wieder. Die entsprechenden in der breiten sind mißglückt aus Ursachen, die nachträglich nicht mehr mit Sicherheit erkannt werden konnten. Die berechneten Koeffizienten zeigten hier einen stark unregelmäßigen Verlauf und standen auch nicht im Einklang mit den entsprechenden Ergebnissen aller anderen Versuche; mit Sicherheit war nur zu erkennen, daß es sich hier um starke Beobachtungsfehler handelte. Es bot sich später nicht mehr die Gelegenheit, diese Versuchsreihen durch Neuaufnahmen zu ersetzen, und so machte sich ihr Fehlen besonders bei der späteren Zusammenfassung der Ergebnisse recht ungünstig bemerkbar.

In Kurve *b* und *c* sind Versuchsergebnisse von Boileau¹⁾ an schiefen Ueberfällen mitgeteilt; die zugehörigen Zahlenwerte finden sich in Zahlentafel 14 Nr. 1 bis 12.

Der Einfluß der Rinnenbreite auf den Koeffizienten μ_0 verschwindet beim normalen Ueberfall, ist größer bei dem Ueberfall mit ε annähernd 45 Grad und wieder geringer beim schiefsten Ueberfall mit ε annähernd 15 Grad. Es steht dies auch im Einklang mit der natürlichen Anschauung, wenn es auch wegen der geringen Ueberfallhöhen beim letzteren Ueberfall nicht sehr deutlich zum Ausdruck kommt. Beim Vergleich mit den Versuchen Boileaus ist man geneigt, anzunehmen, daß der Einfluß der Rinnenbreite auf den Ausflußkoeffizienten auch noch fortbesteht bei Breiten, die größer sind als 50 cm, auf die sich die vom Verfasser ausgeführten Versuche teilweise beziehen. Die Uebereinstimmung bei kleineren Ueberfallhöhen der Boileauschen Versuche (z. B. der Nr. 1, 2 und 7, 8 Zahlentafel 14) ist ja noch verhältnismäßig gut. Bei Kurve *b* ist zu beachten, daß hier Boileaus Beobachtungen mit $\varepsilon = 26^{\circ} 40'$ eigentlich Zwischenwerte der Kurven *a* und *b* darstellen, die Unterschiede hier also in Wirklichkeit noch um eine Kleinigkeit größer sind, als sie in Fig. 21 erscheinen. Daß die Boileauschen Koeffizienten aber späterhin so groß werden und ihr Verlauf ein so merkwürdig gestreckter ist, das liegt an der Art und Weise, wie Boileau seine Versuche ausführte. Aus seinem Werk geht hervor, daß er überhaupt ohne Lüftung gearbeitet hat, indem er von der Voraussetzung ausging, daß in der Praxis stets nur eine mangelhafte Lüftung vorhanden sein wird. Die einmal unter den Strahl eingedrungene Luft (dieses Eindringen wurde ihr durch den Körper eines Wasserstandrohres erleichtert) war von der äußeren Luft vollkommen abgeschlossen, konnte sich daher nicht in genügendem Maße ersetzen und stand also unter einem geringeren Druck als die Außenluft. Auf derartig gebildete freie Strahlen beziehen sich sämtliche Versuche Boileaus über diesen Gegenstand. Für normale Ueberfälle teilt er die folgende Zahlentafel mit²⁾, aus der ersichtlich ist, von welchen Ueberfallhöhen an der Strahl je nach der Größe der Wehrhöhe aufhört frei zu sein.

Es wurde schon in der Einleitung zu diesem Kapitel bemerkt, daß dem unten benetzten Strahl ein bedeutend größerer Ausflußkoeffizient zukommt als dem freien Strahl. Beim normalen Wehr geht der freie Strahl bei einer ge-

¹⁾ Boileau, a. a. O. S. 141, Zahlentafel 37.

²⁾ Boileau, a. a. O. S. 67, Zahlentafel 8.

Wehrhöhe p	Grenzüberfallhöhe für die Ausbildung des freien Strahles	
	mm	mm
200		70
250		95
300		115
350		135
400		155
450		180
500		200
600		280

wissen Ueberfallhöhe und bei abgeschlossener Lüftung über die ganze Länge der Ueberfallkante gleichzeitig in den unten benetzten über. Bei den schiefen Ueberfällen ist dies anders. Die zwischen Strahl und Abfallwand befindliche Wasserwalze ist in lebhafter Bewegung begriffen; die ganze Konfiguration des überfallenden schiefen Strahles bedingt, daß die Tiefe des Wassers unter dem Strahle (also die Tiefe der Wasserwalze) in der Nähe des Wehrendes beim stromab stumpfen Grundrißwinkel am größten ist; es bildet sich hier eine Art Wasserberg. An der gegenüberliegenden Rinnenwand bildet sich infolge Auflaufens des Strahles an diese Wand ein hahnenkammartiger Wasserwulst aus, der auf der Oberfläche des Strahles aufliegt und nach unten, im wagerechten Querschnitt gemessen, an Ausdehnung zunimmt. An die andere Rinnenwand schließt sich der Strahl bogenförmig an. Hier besteht eine Stelle, wo die unter dem Strahl befindliche Wasserwalze ihn andauernd durchbricht. Eben diese Stelle ist es, an der sich zwischen Abfallwand und Unterfläche des Strahles jener oben erwähnte Wasserberg bildet. Bei steigender Ueberfallhöhe wächst wie beim normalen Ueberfall die Tiefe der durch den Strahl abgeschlossenen Wasserwalze. An der Stelle, an der sich der erwähnte Wasserberg vorfindet, wird von der abgeschlossenen Walze die Höhe der Ueberfallkante zuerst erreicht und überschritten; es ist somit hier bereits der unten benetzte Strahl vorhanden, wenn sich am entgegengesetzten Wehrende noch der freie Strahl vorfindet. Bei weiterem Ansteigen der Ueberfallhöhe bildet sich dann der unten benetzte Strahl allmählich vollständig auf die ganze Ueberfalllänge aus. Ohne Lüftung tritt dieser Zeitpunkt schon verhältnismäßig bald ein, bei genügender Lüftung erst bei sehr großen Ueberfallhöhen.

In dem Maße nun wie der Strahl vom freien allmählich in den unten benetzten übergeht, in dem Maße wird sich auch der Ausflußkoeffizient allmählich aber merklich vergrößern müssen. Bei Boileaus Beobachtungen Kurve b und c , Fig. 21, tritt dieses Verhalten der Koeffizienten auch sehr deutlich in Erscheinung, indem die betreffenden Beobachtungspunkte beinahe senkrecht übereinander liegen und bedeutend größere Koeffizienten angeben als die anderen dort verzeichneten Punkte, die dem vollkommen freien Strahl angehören. Bei normalen Ueberfällen kann der Einfluß ungenügender Lüftung auf den Koeffizienten nicht so stark sein, weil sich eben hier der freie Stahl immer noch auf die ganze Länge der Ueberfallkante gleichzeitig vorfindet, erst plötzlich in den unten benetzten übergeht, und weil hier überhaupt der Abfluß viel sanfter erscheint.

Ein weiterer Grund dafür, daß Boileaus Koeffizienten nicht sehr zuverlässig sind, liegt in der Art, wie er die Ueberfallhöhen gemessen hat, nämlich mittels eines oben und unten offenen Rohres, das dauernd unmittelbar vor der Ueberfallwand aufgestellt war; die Höhe der Wassersäule in dieser Röhre wurde durch Einstellen mit Hilfe eines Schlittens bestimmt und abgelesen. Die auf

solche Weise erhobenen Ueberfallhöhen sind infolge des hydraulischen Druckes, der im Wehrwinkel vor der Wand herrscht, zu groß. Boileau¹⁾ selbst bestimmte sogar durch Versuch, daß die so ermittelten Ueberfallhöhen bei

einer Wehrhöhe von 206 mm im Mittel um 2,6 vH	(¹ / ₃₈),
» » » 328 » » » 1,5 »	(¹ / ₆₇),
» » » 609 » » » 0,4 »	(¹ / ₂₅₀)

zu groß erscheinen gegenüber den durch Nivellement bestimmten. Die Abweichungen unterliegen Schwankungen je nach der Größe der Zuflußgeschwindigkeit. Versuche der Ingenieure Fteley und Stearns²⁾ haben das Verhalten der Wassersäule in einem derartigen Rohre noch deutlicher gezeigt.

Der vorher erwähnte Mangel an Lüftung läßt den Koeffizienten zu groß erscheinen, die eben besprochene unrichtige Erhebung der Ueberfallhöhe läßt ihn zu klein erscheinen. Wie stark und in welchem Sinne diese beiden Fehler ins Gewicht fallen, läßt sich nachträglich natürlich nicht mehr bestimmen. Da bekanntlich bei all diesen Fällen die Lüftung eine entscheidende Rolle spielt und einen starken Einfluß auf den Koeffizienten besitzt, wie vielfache Versuche dargetan haben, so ist mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß sie die Koeffizienten stärker beeinflußt hat als die unrichtig bestimmte Ueberfallhöhe. Man wird daher den Schluß zulassen dürfen, daß auch bei schiefen Ueberfällen von einer Rinnenbreite von etwa 50 cm an, wenigstens innerhalb der bei den besprochenen Versuchen vorgekommenen Ueberfallhöhen, der Einfluß dieser Breite aufhört, da die Boileauschen Versuche sich auf Rinnenbreiten von nahezu 1 m beziehen. Es erklärt sich nun auch, weshalb die Versuche von Boileau an normalen Ueberfällen besser mit allen anderen übereinstimmen. Bei kleinen Ueberfallbreiten, wie bei den Nr. 18 bis 20, Zahlentafel 3, muß die Einstellung des Rohres vor die Ueberfallwand natürlich großen Einfluß ausüben; daher liegen diese Punkte in der Kurve *f*, Fig. 21, auch abseits. Bei allen anderen, in dieser Figur verzeichneten Boileauschen Versuchen war die Rinnenbreite bedeutend größer, so daß hier der Einfluß des Rohres nicht so groß sein konnte; dazu kommt noch, wie schon erwähnt, der hier etwas geringere Einfluß der ungenügenden Lüftung. Jedenfalls werden hier ergänzende Versuche mit größeren Rinnenbreiten nötig; sie lassen sich aber nur ausführen, wenn eine genügend große sekundliche Wassermenge zur Verfügung steht, die auch bei schiefen Ueberfällen mit ihren langen Ueberfallkanten eine entsprechend große Ueberfallhöhe erzeugen läßt.

Es sei hier noch darauf hingewiesen, auf welcher eigentümliche Weise Boileau die Koeffizienten für seine Versuche berechnete. Die zur Messung der Ueberfallhöhe eingetauchte Röhre versperrt einen Teil der Ausflußöffnung und erzeugt störende stehende Wellen. Zur Berechnung von μ führt nun deswegen Boileau³⁾ nicht die faktische Länge der Ueberfallkante ein, sondern eine berichtigte. Diese Berichtigung wurde folgendermaßen bestimmt: Es wurden Wassermengemessungen ausgeführt bei gleichen Ueberfallhöhen einmal mit und einmal ohne Wasserstandrohr und dann eine Länge der Ueberfallkante berechnet, welche im ersteren Falle einzuführen wäre, damit sich die gleiche sekundliche Wassermenge rechnerisch ergeben würde, als sie es im zweiten Falle wirklich war. Für eine Röhre von 15 mm äußerem und 13 mm innerem Dmr. (die untere

¹⁾ Boileau, a. a. O. S. 60 bis 61.

²⁾ Fteley und Stearns, a. a. O.

³⁾ Boileau, a. a. O. S. 84.

Oeffnung war zum Schutze gegen Schwankungen der Wassersäule auf 1 mm Dmr. verengt) wurde so eine Berichtigung von 21 mm berechnet; für eine andere von 10 mm äußerem Dmr. betrug sie 13 mm. Um dieses Maß von 21 bzw. 13 mm wird nun stets die wirkliche Länge der Ueberfallkante vermindert und damit μ berechnet. In den Zahlentafeln 3 und 14, die Boileaus Versuche wiedergeben, ist jedesmal die berichtigte Länge (largeur réduite aus Boileaus Zahlentafeln) mit angegeben. Diese Art der Berechnung von μ ist natürlich keineswegs genau. Aus einer Bemerkung Seite 51 seines Werkes geht hervor, daß das besprochene Rohr an der Ueberfallwand aber im genügendem Abstände von der Seitenwand der Rinne aufgestellt war. An die Rinnenwand selbst angelehnt, ergaben sich die Ueberfallhöhen etwas zu klein. Durch Einbringung dieses vor der Ueberfallkante stehenden Rohres wird nun ganz unnötigerweise seitliche Einschnürung hervorgerufen, die zusammen mit dem Hindernis in Gestalt des Rohrkörpers selbst die Ueberfallhöhe beeinflussen muß. Es ist klar, daß der Koeffizient μ nur mit Hülfe der faktischen »wirksamen« Länge der Ueberfallkante zu berechnen ist und nicht mittels einer angenommenen, wie es bei den Boileauschen Rechnungen der Fall ist. Die in den Zahlentafeln 3 und 14 angeführten Versuche von Boileau wurden daher sämtlich neu berechnet, und diese Ergebnisse sind dort aufgeführt.

Aus dem Gesagten geht jedenfalls hervor, daß die Zuverlässigkeit der Boileauschen Versuche an schiefen Ueberfällen nicht sehr groß ist. Es ist dies um so bedauerlicher, als bisher keine Versuche mit solchen Ueberfällen veröffentlicht worden sind, die zum Vergleich hätten herangezogen werden können.

In Fig. 26 sind die sämtlichen Linienzüge der Fig. 21 in übersichtlicher Weise auf den gleichen Koordinatenursprung bezogen. Im unteren Teile weichen die Linienzüge etwas voneinander ab. Es liegt dies daran, daß die

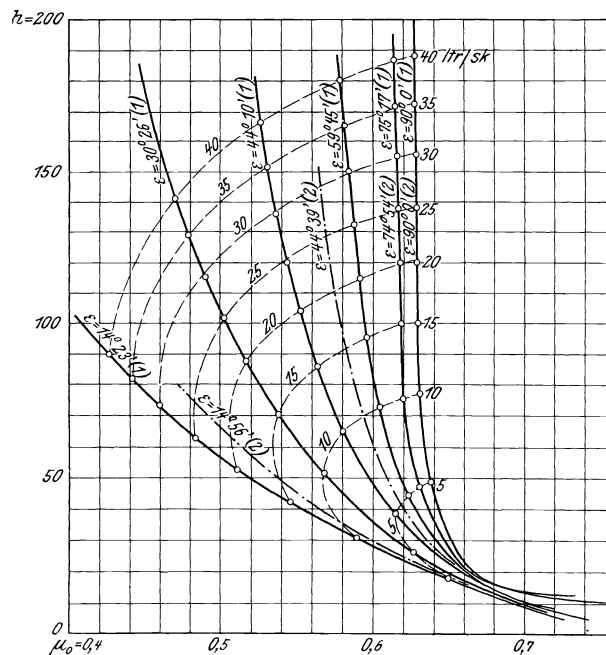


Fig. 26. Ueberfallkoeffizienten nach den Formeln von Bazin.
 Abszissen-Koeffizienten μ_0 : 0,1 = 20 mm. Ordinaten-Ueberfallhöhen $h = 1 : 2,5$.

Messungen bei den sehr kleinen Ueberfallhöhen überhaupt ungenauer sind und hier daher nicht so gut übereinstimmen. Die im Auszuge der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure ¹⁾ mitgeteilte Fig. 7 zeigt, wie in diesem unteren Teile die Linienzüge wahrscheinlich verlaufen werden. Die in Fig. 26 eingezeichneten, gestrichelten Linien stellen Linien gleicher sekundlicher Wassermengen dar für die schmale Rinne. Durch diese Linien wird recht anschaulich ersichtbar, wie bei ein und der gleichen sekundlichen Abflußmenge je nach der Wehrstellung sowohl Ueberfallhöhe als Abflußkoeffizient sich ändern. Die erwähnten Linien gehören jeweils Abflußmengen in Abständen von 5 zu 5 cdm/sk an.

d) Vergleichende Untersuchung.

Um nun zu einem für die Praxis einigermaßen verwertbaren Ergebnisse zu gelangen, sollen jetzt die Koeffizienten μ_0 der schiefen Ueberfälle unmittelbar verglichen werden mit denen des normalen Ueberfalles. Bezeichnet:

μ_0^n den Koeffizienten für den normalen Ueberfall,

μ_0^s denjenigen für irgend einen schiefen aber bei der gleichen Ueberfallhöhe,

so ist

$$\psi = \frac{\mu_0^s}{\mu_0^n}$$

diejenige Zahl, mit der μ_0^n zu multiplizieren ist, um den Koeffizienten μ_0^s des entsprechenden schiefen Ueberfalles zu erhalten. Da nämlich, wie schon gezeigt worden ist, der Koeffizient des normalen Ueberfalles unabhängig ist von der Breite der Rinne, so kann man die an einem schiefen Ueberfall abströmende sekundliche Wassermenge dadurch bestimmen, daß man einen normalen Ueberfall von gleicher Länge wie der schiefe annimmt; den hierbei anzuwendenden Koeffizienten des vorgesetzten normalen Ueberfalles hat man dann aber noch mit einer gewissen Verhältniszahl, eben der oben abgeleiteten Zahl ψ , zu multiplizieren, die in jedem Falle kleiner als 1 ist. Diese Verhältniszahlen waren mit Hilfe der für μ_0 erhaltenen Werte leicht zu ermitteln, sie sind in Fig. 27 aufgetragen. In ihren unteren Teilen sind die Linienzüge auf graphischem Wege berichtigt worden, um die schon früher besprochenen Unregelmäßigkeiten einigermaßen auszugleichen. Die Kurven sind solche dritten Grades. Mit abnehmender Ueberfallhöhe bis $h = 0$ muß sich der Wert von ψ dem Werte $\psi = 1,0$ nähern.

Man erkennt bei Betrachtung der genannten Figur, daß ψ keineswegs unveränderlich ist, sondern großen Aenderungen mit Ueberfallhöhe und Wehrstellung unterworfen ist. Boileau ²⁾ gibt für ψ berechnet mittels seiner Koeffizienten μ für die einfache Dubuatsche Abflußformel bei einer Wehrstellung von $\varepsilon = 45^\circ$ den Wert $\psi = 0,942$, bei einer solchen von $\varepsilon = 25^\circ$ den Wert $\psi = 0,911$ an. Diese Zahlenwerte sind es, die in den meisten Lehrbüchern ³⁾ der Hydraulik und des Wasserbaues wiedergegeben werden. Die Angabe solcher fester Mittelwerte ist aber gar nicht möglich; sie können nur einer ganz rohen Annäherung genügen. Eine genaue Aufstellung der Gleichungen der Kurven von ψ ist ihren Grades wegen untunlich. Jedenfalls wird man sich der Wirklichkeit mit größerer Annäherung anschließen als durch Angabe fester Mittelwerte, wenn

¹⁾ Aichel, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1908 S. 1753.

²⁾ Boileau, a. a. O. S. 143.

³⁾ Siehe z. B. Meißner, Die Hydraulik von Dr. Hederich. Jena 1894 S. 277 2. Aufl., Deutsch, Der Wasserbau. Leipzig 1906 S. 141.

man an Stelle der mehr oder weniger geschweiften Kurven angemessen gelegte Gerade einführt, die alle durch den Punkt $\psi = 1,0, h = 0$ gehen, wie es die Fig. 27 angibt. Bei sehr kleinen Ueberfallhöhen kann man eventuell dann ψ immer noch vernachlässigen. Man sieht, daß mit Ausnahme der ganz schiefen Ueberfälle die Unterschiede der Geraden gegen die ursprünglichen Kurven zwar nicht verschwindend, aber doch immerhin so klein sind, daß sie mit der in der Praxis nötigen Genauigkeit vernachlässigt werden können. Diese Vernachlässi-

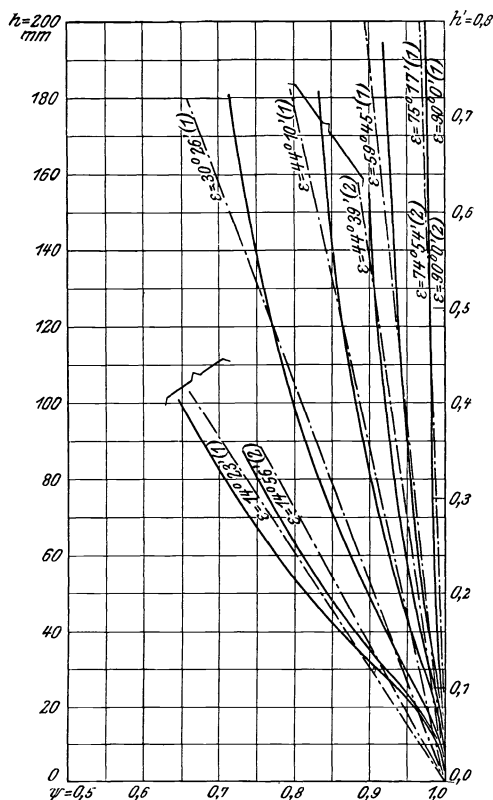


Fig. 27. Diagramm für die Verhältniszahlen ψ .

Ordinaten-Ueberfallhöhen im Maßstab 1 : 2, bzw. $h' = \frac{h}{p}$ im Maßstab 0,1 = 12,5 mm.
Abszissen-Quotient ψ im Maßstab 0,1 = 10 mm.

gung ist im Vergleich zu den Ungenauigkeiten, die bei Annahme fester Mittelwerte begangen werden, vollständig verschwindend. Die Gleichungen der Geraden ergeben sich hier in der Form:

$$h = \rho(1 - \psi) \dots \dots \dots (16)$$

ZU:

Nr.	Wehrwinkel ϵ	breite Rinne	Wehrwinkel ϵ	schmale Rinne
1	74° 54'	$h = 6579,0 (1 - \psi)$	75° 17'	$h = 6579,0 (1 - \psi)$
2	—	—	59° 45'	$h = 1923,1 (1 - \psi)$
3	44° 39'	$h = 1250,0 (1 - \psi)$	44° 10'	$h = 892,9 (1 - \psi)$
4	—	—	30° 26'	$h = 531,9 (1 - \psi)$
5	14° 56'	$h = 362,3 (1 - \psi)$	14° 23'	$h = 304,9 (1 - \psi)$

(17)

In Fig. 28 sind die Werte der Gleichungskonstanten ϱ der obigen Gl. (16), wie sie sich aus den Gl. (17) ergeben, in ihrer Abhängigkeit von der Wehrstellung, hier vom Sinus des Wehrwinkels ε , aufgezeichnet; durch sie lassen sich leicht regelrechte Linienzüge ziehen. Es hat keinen besonderen Wert, die

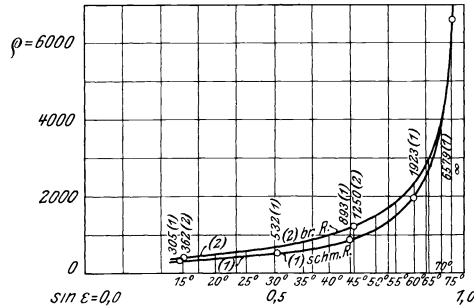


Fig. 28. Gleichungskonstante ϱ .

Index (1) schmale Rinne. Index (2) breite Rinne.

Abzissen: Sinus des Wehrwinkels ε : 0,1 = 5 mm. Ordinaten: Konstante ϱ der Gleichung $h = \varrho(1 - \psi)$ im Maßstab 1000 = 5 mm.

Aenderung von ϱ mit $\sin \varepsilon$ hier analytisch festzulegen, denn ϱ könnte man leicht innerhalb größerer Grenzen schwanken lassen. Mit Hilfe der in Fig. 28 eingezeichneten Linien läßt sich für die Konstante ϱ der Gl. (16) folgende Interpolations-tafel angeben:

Wehrwinkel ε	ϱ für breite Rinne	ϱ für schmale Rinne
0		
15	362	305
20	475	390
25	595	455
30	700	532
35	840	610
40	1025	740
45	1250	893
50	1510	1175
55	1795	1480
60	2275	1923
65	2980	2625
70	4125	3940
75	6579	6579

In dieser Zahlentafel konnten die gleichen Zahlenwerte eingeführt werden, wie sie bereits in der ursprünglichen Veröffentlichung sowie in dem in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure erschienenen Auszug des Verfassers enthalten sind.

Nimmt man, wie gelegentlich der Besprechung der Boileauschen Versuche gesagt worden ist, an, daß Versuche mit größeren Rinnenbreiten als den vom Verfasser hier angewandten keine abweichenden Ergebnisse zutage gefördert hätten, so können die in der Spalte für die breite Rinne erscheinenden Gleichungskonstanten ϱ auch für große Breiten der Gerinne angenommen werden.

Unter dem ausdrücklichen Vorbehalt, daß die vorstehende Zahlentafel nur eine ganz grobe Annäherung an die Wirklichkeit darstellt, daß sie also lediglich den Wert einer Faustregel besitzt, unter diesem Vorbehalte kann sie auch zur Anwendung in der Praxis dienen. Hierfür erhält dann die Gl. (16) die Gestalt:

$$250 \frac{h}{p} = \varrho (1 - \psi) \quad (18),$$

worin $\frac{h}{p}$ das Verhältnis von Ueberfallhöhe zur Wehrhöhe vorstellt, ϱ einen aus der ersten Spalte der vorstehenden Zahlentafel zu entnehmenden Wert. $\frac{h}{p}$ dürfte höchstens 0,62 werden und bei sehr schiefen Ueberfällen entsprechend niedriger sein.

Die Fig. 29 und 30 stellen im Koordinatensystem ψ , $\sin \varepsilon$ (ψ als Abszissen, $\sin \varepsilon$ als Ordinaten) Linien gleicher Ueberfallhöhen dar. Sie sind aus Fig. 27 konstruiert für die Versuche in schmäler und breiter Rinne. Sämtliche

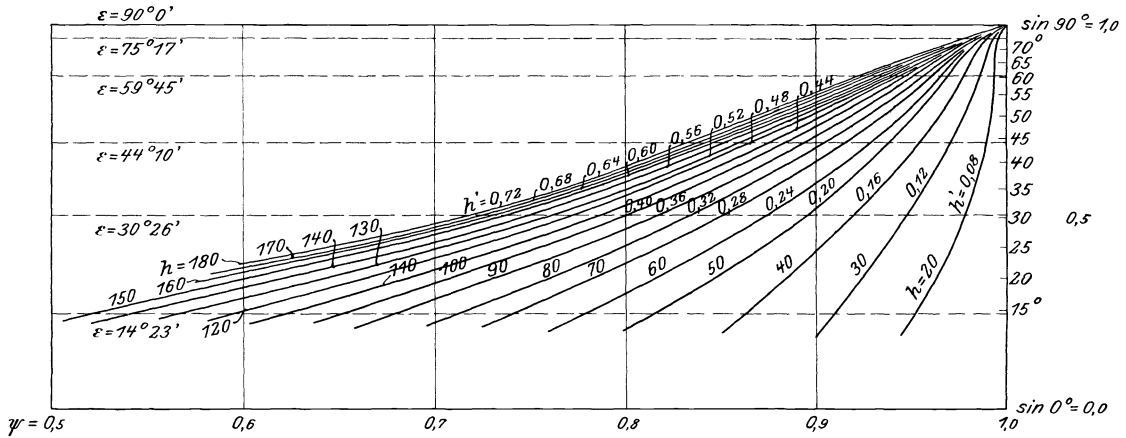


Fig. 29. Linien gleicher Ueberfallhöhen für die schmale Rinne

Abszissen: $\frac{u_0^3}{u_0^n} = \psi$, $0,1 = 100$ mm. Ordinaten: $\sin \varepsilon$, $0,1 = 5$ mm.

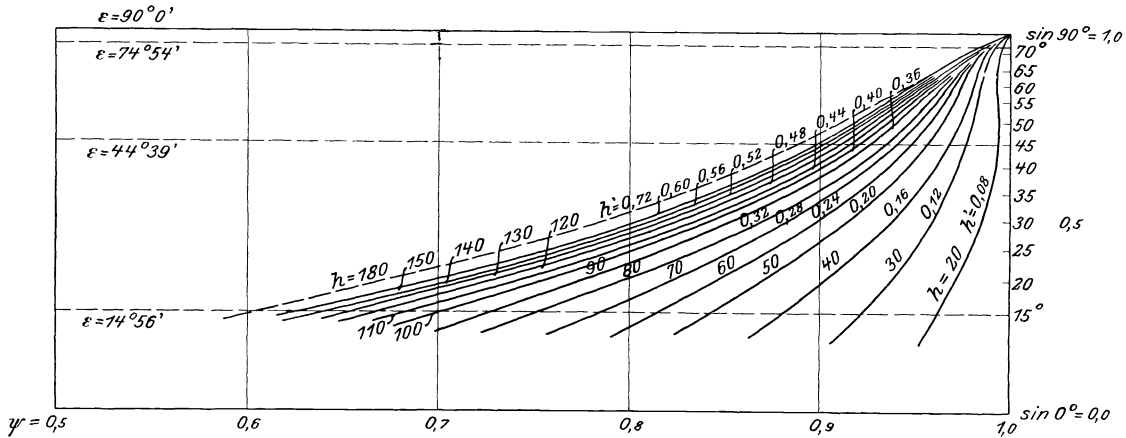


Fig. 30. Linien gleicher Ueberfallhöhen für die breite Rinne.

Abszissen: $\frac{u_0^3}{u_0^n} = \psi$, $0,1 = 100$ mm. Ordinaten: $\sin \varepsilon$, $0,1 = 6$ mm.

Linien, die geschweiften Verlauf nehmen, vereinigen sich im Punkte $\psi = 1,0$, $\sin \varepsilon = 0,0$. Im räumlichen Koordinatensystem h , ψ , $\sin \varepsilon$ stellen sie Schnitte von zur Achse der h senkrechten Ebenen mit jener Fläche dar, die durch die Kurven der Fig. 21 bestimmt wird. Die gegenseitigen Abstände der Linien gleicher Ueberfallhöhen nehmen mit wachsender Ueberfallhöhe ab. Die Fig. 29

und 30 können ebenfalls bei Beachtung ihrer Gültigkeitsgrenzen für die Praxis zu Interpolationszwecken dienen. Ihr Gebrauch ist bequemer als der der soeben mitgeteilten Zahlentafel.

3) Versuche an gebrochenen und gekrümmten Ueberfällen.

Des Raummangels wegen muß hier auf eine vollständige Wiedergabe der Versuchsergebnisse an obigen Wehren verzichtet werden. Ausführliches findet man darüber in des Verfassers bereits angeführter Schrift. Hier mögen nur die Schlußergebnisse Platz finden, die sich in folgenden Sätzen zusammenfassen lassen:

1) Bei einem symmetrisch zur Gerinnachse angeordneten gebrochenen Wehre, das aus zwei geraden Teilen besteht, die gegen die Gerinnachse unter einem Winkel von 45° geneigt sind, kann man die sekundlich abfließende Wassermenge berechnen, wie bei einem gegen die Gerinnachse gleich geneigten, gewöhnlichen einfachen, schiefen Ueberfall im gleichen Gerinne.

2) Die an einem nach einem Kreisbogen gekrümmten, gegen die Rinnachse symmetrisch angeordneten Ueberfall sekundlich abfließende Wassermenge läßt sich berechnen wie bei einem einfachen schiefen Ueberfall, dessen Ueberfallkante unter dem gleichen Winkel wie die gekrümmte in die Gerinnwand einschneidet und dessen Länge gleich der entwickelten Länge der gekrümmten Ueberfallkante ist.

Ersterer Satz wurde bereits von Boileau aufgestellt.

Letztere Regel konnte zwar nicht mit aller Sicherheit erkannt werden, da zu wenig Versuchsergebnisse mit verschiedenen großen Krümmungsradien vorliegen.

Es scheint indessen, als ob vorstehende Regeln in der Praxis, solange keine zu große Genauigkeit verlangt wird, bis auf weiteres ganz gut verwendet werden können.

Schlußbetrachtung.

Mit dem hier Vorgeführten sind die Versuche selbstverständlich bei weitem nicht abgeschlossen. Wenn die bei schiefen Ueberfällen sich abspielenden Vorgänge auch einigermaßen geklärt worden sind, so ist das für die reine Praxis verwertbare Ergebnis doch verhältnismäßig gering. Mit wenigen Worten mögen im folgenden diejenigen Versuche gestreift werden, die mit in den Bereich der vorliegenden Untersuchungen hätten gezogen werden sollen, die aber aus verschiedenen Gründen nicht zur Ausführung gelangen konnten.

Vor allem müßten die Versuche selbst, nachdem vollkommeneren Vorrichtungen zur Verfügung stehen, wiederholt werden mit einer größeren Anzahl von Wehrstellungen, um dadurch eine genügende Zusammenfassung sämtlicher Ergebnisse ermöglichen zu können, was ja hier nicht in dem gewünschten Grade zu erreichen war. Von großer Bedeutung sind dabei Versuche mit verschiedenen Wehrhöhen, damit eine sichere Bestimmung des Geschwindigkeitshöhenwertes α erreicht werden kann. Auch die Verwendung einer größeren sekundlichen Wassermenge, als im Laboratorium der Karlsruher Hochschule zur Verfügung steht, wäre von Nutzen, um auch mit beträchtlichen Breiten der Rinnen arbeiten zu können. Die beschriebenen Versuche betrafen lediglich Ueberfälle mit freiem Strahl, bei dem also die Außenluft ungehindert unter den Strahl treten kann. Dieser Fall wird sich in der Praxis auch oft vorfinden, wenn sich durch unregelmäßig gestaltete Flußbetten, durch Oeffnung des Strahles an dem Wehrende, an dem sich der stromauf spitze Winkel befindet, oder auch durch andere Umstände die unter dem Strahl fortgerissene Luft ersetzen kann. Sehr häufig wird dies aber nicht möglich sein können, und es bildet sich dann

der schon beschriebene, unten benetzte Strahl aus. Weiter wird das Unterwasser oft beträchtliche Tiefe besitzen, so daß unvollkommene Ueberfälle entstehen und im äußersten Falle auch wellenförmige Strahlarten zur Ausbildung gelangen können. Ein der Praxis mehr entsprechender Fall als derjenige des Ueberfalles mit scharfer Kante ist der, bei welchem der Wehrrücken gekrümmt ist und ein mehr oder weniger abgerundetes und geschweiftes Profil besitzt; es wird dadurch eine starke Zunahme des Koeffizienten verursacht. Alles das sind Verhältnisse, die auch für Ueberfälle verschiedenster Grundrißanordnung zu untersuchen wären und klarstellen müßten, ob die durch Schiefstellung des Ueberfalles hervorgerufene prozentuale Verkleinerung des Koeffizienten gegenüber dem des entsprechenden normalen Ueberfalles auch bei solchen abgeänderten äußeren Verhältnissen den vorliegenden Versuchsergebnissen entsprechend bestehen bleibt. Weiter sind Versuche an gebrochenen und gekrümmten Ueberfällen verschiedenster Grundrißform aber bei größeren Rinnenbreiten als denjenigen der beschriebenen Versuche auszuführen. Von besonderer Wichtigkeit wäre es, die Versuche in bedeutend größerem Maßstabe anzustellen, als der hier angewendete es war. Dadurch ließe sich erkennen, ob Ergebnisse von Versuchen in kleinem Maßstabe unmittelbar oder vermittels einer analytischen Funktion auf größere Verhältnisse übertragen werden dürfen.

Wichtig sind weiter Untersuchungen an Ueberfällen, die parallel zum Stromstrich stehen und als Ueberläufe allgemein bezeichnet werden; es sind dies ständige Bestandteile einer jeden Wasserkraftanlage und gehören bei städtischen Kanalisationen zu den gewöhnlichsten Erscheinungen. Die Wahl des Ausflußkoeffizienten ist hier in Folge Mangels an Versuchen äußerst unsicher, und doch hängt viel von ihrer richtigen Wahl ab. Meist ist der Ingenieur dabei gezwungen, mehr oder weniger schätzungsweise zu arbeiten. Der zum Stromstrich parallele Ueberfall ist das dem normalen Ueberfall entgegengesetzte Extrem der schiefen Ueberfälle, aber trotzdem von ganz anderer Art, weil nur ein Teil des Wassers über das Wehr strömt. Als Extrem der schiefen Ueberfälle betrachtet, besitzt der parallele Ueberfall unendlich lange Ueberfallkante, aber endliche Zuflußmenge und -geschwindigkeit. Die Strahldicke über der Ueberfallkante nimmt von einem gewissen endlichen Betrage allmählich bis null ab. Dieser Fall mit unverhältnismäßig langer Ueberfallkante hat mehr wissenschaftliche als praktische Bedeutung. Es war daher gedacht, den parallelen Ueberfall dadurch herzustellen, daß an der Seitenwand der Rinne eine rechteckige Öffnung und an diese ein scharfkantiger Poncelet-Ausschnitt angebracht würde, während in der Rinne selbst stromabwärts von diesem Ausschnitt ein gewöhnlicher Ueberfall zur Ausbildung kommen sollte. Nachdem dieser letztere bezüglich seines Ausflußkoeffizienten für sich allein untersucht war, also nach Erledigung der im Vorhergehenden beschriebenen Versuche, könnte gleichzeitig mit ihm der seitliche Poncelet-Ueberfall in Tätigkeit treten. Durch Messung der Ueberfallhöhe am ersteren Ueberfall in dem unteren Teil der Rinne könnte dann die über diesen fließende sekundliche Wassermenge bestimmt, durch Subtraktion derselben von der mittels der Ueberfallhöhe am Meßüberfall berechneten sekundlichen Gesamtwassermenge diejenige gefunden werden, die durch die Seitenöffnung strömt, und daraus verbunden mit der an dieser Seitenöffnung vor Beginn der Absenkung gemessenen Ueberfallhöhe der Ausflußkoeffizient für diese selbst berechnet werden. Da er wahrscheinlich von der Zuflußgeschwindigkeit des in der Rinne vorbeifließenden Wassers große Abhängigkeit zeigen wird, so sollte diese verändert werden können, entweder durch Verstärkungen des Gefälles im Teile der Seitenöffnung oder durch Einbau von den bereits untersuchten schiefen Ueberfällen. Die Messung der Ueberfallhöhe am Wehr in der

Rinne muß sehr genau sein, und daher ist hier derselbe Zustand möglichst zu erreichen, wie er bei der vorhergehenden Untersuchung also ohne Gefälle des Rinnenbodens, geherrscht hat; zu stark vergrößerte Zuflußgeschwindigkeiten beeinträchtigen die Genauigkeit der Messung sehr. Wie aus den vorliegenden Versuchsergebnissen, besonders aus denen am schiefsten Ueberfalle, zu ersehen ist, wird bei dem parallelen Ueberfall eine starke Abnahme des Ausflußkoeffizienten eintreten, zumal hier der Ausfluß mit seitlicher Einschnürung verwirklicht ist, und zwar ist dieselbe an den beiden Enden des Ueberfalles verschieden ausgebildet, so daß die Mittellinie des Strahles, im Grundriß betrachtet, eine Ablenkung stromabwärts erfährt. Diese Ablenkung wird vornehmlich von der Zuflußgeschwindigkeit abhängen. Durch Untersuchung einer und derselben Oeffnung einmal als gewöhnlicher normaler Ueberfall mit Seiteneinschnürung, wobei die Zuflußgeschwindigkeit möglichst zu unterdrücken ist, kann die Abhängigkeit des Koeffizienten von der Ueberfallhöhe allein ermittelt werden, durch darauf folgende Untersuchung wiederum derselben Oeffnung, nun aber als Seitenöffnung an der Rinne angebracht und so als Ueberlauf wirkend, kann die dadurch erfolgte Aenderung des Koeffizienten infolge der Geschwindigkeit des in der Rinne vorbeifließenden Wassers als Funktion dieser selbst dargestellt und so die Wirkung jedes einzelnen Einflusses studiert werden. Durch entsprechende Anordnung könnte die Länge des Ueberlaufes in der Art des Wasserzollens verändert werden.

Hieran würden sich dann Versuche an schiefen, gebrochenen und gekrümmten Ueberfällen mit Seiteneinschnürung anschließen, bei denen die ganze Wassermenge die Ueberfallöffnung durchströmen muß; sowie an schief oder parallel gestellten Schützenöffnungen. Seiteneinschnürung wird in der Praxis durch Ausführung erhöhter vom Wasser nicht überronnener Flügelwände hervorgebracht.

Vorgesehen war weiter, zu untersuchen, welche Abflußkoeffizienten rechenartigen Einbauten und Verengungen des Durchflußprofiles zukommen, die senkrecht oder schief zur Stromrichtung stehen, und in welchem Grade dadurch Gefällverluste auftreten. Von Wichtigkeit sind diese Untersuchungen zur Bestimmung der Wirkungsweise der Einbauten in Flüssen, z. B. Bühnen, Brückenpfeiler usw., oder bei Wasserkraftanlagen, wo die Rechen stets einen Teil des Gefälles verzehren, namentlich bei schiefem Einbaue, wie dies z. B. bei der Kraftanlage in Rheinfeldern der Fall ist.

Bei schiefen Wehren wird hier und da die Anordnung getroffen, die Wehrkrone nicht wagerecht, sondern geneigt zu verlegen. Es geschieht dies, wie schon in der Einleitung erwähnt, um das Wasser vom gefährdeten Ufer wieder etwas abzulenken und dessen Verteidigung leichter ausüben zu können. Natürlicherweise wird dadurch der Ausflußkoeffizient stark beeinflusst, und es wäre von Wert, zu erfahren, in welcher Art und Weise solche veränderte Kronenanordnung zu berücksichtigen ist.

Endlich kommen in der Praxis häufig Kombinationen der verschiedensten Wehrarten vor, die teils normal, teils schief oder parallel zur Stromrichtung stehen; dementsprechende experimentelle Untersuchungen könnten sehr wertvolle Aufschlüsse liefern.

Japoma (Kamerun), im September 1908.

O. G. Aichel.

Anmerkung. Nach Korrekturschluß erschien als neueste einschlägige Veröffentlichung aus dem Karlsruher Flußlaboratorium: Th. Rehbock, Die Ausbildung der Ueberfälle beim Abfluß von Wasser über Wehre nebst Beschreibung der Anlage zur Beobachtung von Ueberfällen im Flußbaulaboratorium zu Karlsruhe, Karlsruhe 1909, herausgegeben als Festschrift von der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Anhang. Versuchs-Zahlentafeln.

Erklärungen zu den Zahlentafeln.

Index 1 bezeichnet durchweg den Meßüberfall.

Zeichen mit anderem Index gelten für den Vergleichsüberfall.

h = Ueberfallhöhe in Millimeter.

μ = Ausflußkoeffizient der Formel von Dubuat Gleichung (1), Seite 18.

μ_0 = » » » » Bazin » (5), » 26.

bezw. » (12), » 31.

K = Korrektionsglied zur Beseitigung des Einflusses der Zufußgeschwindigkeit.

$\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ = Geschwindigkeitshöhe des Zufusses in Millimeter.

b_s = Länge der schiefen Ueberfallkante in Millimeter.

b_n = Rinnenbreite in Millimeter.

p = Wehrhöhe in Millimeter.

α = Geschwindigkeitshöhenbeiwert.

Q = sekundliche Abflußmenge in Kubikdezimeter.

ε = Winkel der Ueberfallkante mit der Rinnenachse in Grad.

In Zahlentafel 6, 8, 9, 11 und 12 bedeutet b_s für die schmale Rinne den in die Gleichung (12) einzuführenden Mittelwert: $\frac{3a_s + 2b_s}{5}$.

Zahlentafel 1.
Normaler Ueberfall in schmaler Rinne.
 $\varepsilon = 90^\circ 0'$.

lfd. Nr.	h_1	h	b_n	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_n	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	5,4	7,7	250,2	0,824	0,967	0,966	16	61,5	93,6	251,4	0,610	0,647	0,633
2	9,9	16,2	250,4	0,712	0,679	0,678	17	66,7	101,2	251,5	0,609	0,648	0,633
3	13,4	18,8	250,4	0,677	0,814	0,812	18	71,6	108,0	251,6	0,607	0,652	0,635
4	16,5	26,6	250,5	0,664	0,648	0,646	19	76,8	115,3	251,7	0,606	0,655	0,636
5	19,0	29,9	250,5	0,656	0,666	0,663	20	80,5	120,7	251,7	0,605	0,655	0,635
6	23,4	36,9	250,6	0,646	0,651	0,648	21	86,9	129,9	251,8	0,604	0,656	0,634
7	27,0	42,2	250,7	0,640	0,653	0,649	22	91,9	136,9	252,0	0,603	0,658	0,634
8	31,0	48,5	250,8	0,633	0,645	0,641	23	98,4	145,2	252,1	0,602	0,666	0,639
9	34,5	53,8	250,9	0,629	0,644	0,638	24	101,2	150,3	252,1	0,601	0,659	0,632
10	37,9	58,9	251,0	0,625	0,643	0,636	25	107,8	158,8	252,2	0,600	0,667	0,637
11	41,4	64,1	251,0	0,622	0,643	0,636	26	110,7	163,1	252,2	0,600	0,665	0,635
12	46,4	71,2	251,1	0,618	0,648	0,638	27	114,6	169,9	252,3	0,600	0,758	0,627
13	51,2	78,7	251,2	0,615	0,643	0,632	28	120,2	176,0	252,4	0,599	0,670	0,636
14	53,9	82,5	251,3	0,614	0,645	0,634	29	125,4	181,6	252,5	0,599	0,680	0,644
15	56,7	86,5	251,3	0,612	0,647	0,634							

$p = 243,5; \quad \alpha = 1,0;$

b_n = mittlere Breite: $\frac{3a_n + 2b_n}{5}$ (in den folgenden Zahlentafeln mit b_s bezeichnet).

Zahlentafel 2.
Normaler Ueberfall in breiter Rinne.
 $\varepsilon = 90^{\circ} 0'$.

lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	6,51	6,29	0,782	0,828	0,827	17	88,54	85,67	0,603	0,637	0,626
2	14,38	14,00	0,673	0,704	0,704	18	93,91	90,44	0,602	0,640	0,628
3	18,21	17,90	0,658	0,679	0,678	19	98,56	94,66	0,602	0,642	0,629
4	22,27	21,99	0,648	0,664	0,663	20	103,23	99,00	0,601	0,643	0,629
5	27,98	27,60	0,638	0,654	0,652	21	108,72	104,09	0,600	0,644	0,629
6	32,90	32,54	0,631	0,645	0,642	22	114,05	109,14	0,600	0,644	0,628
7	38,08	37,27	0,625	0,649	0,646	23	119,69	114,11	0,599	0,647	0,630
8	43,70	42,65	0,620	0,646	0,643	24	124,57	118,68	0,598	0,647	0,629
9	48,57	47,38	0,617	0,644	0,639	25	130,66	124,40	0,598	0,647	0,628
10	53,60	52,05	0,614	0,645	0,640	26	134,52	128,72	0,598	0,642	0,622
11	58,31	56,59	0,612	0,644	0,638	27	139,74	133,14	0,598	0,646	0,625
12	63,81	61,91	0,610	0,642	0,635	28	145,85	138,81	0,597	0,647	0,625
13	68,62	66,44	0,608	0,642	0,634	29	149,63	142,67	0,597	0,645	0,622
14	74,59	72,45	0,606	0,637	0,628	30	155,03	147,61	0,597	0,646	0,622
15	79,56	77,12	0,605	0,638	0,628	31	160,57	152,08	0,596	0,650	0,625
16	83,06	80,36	0,604	0,638	0,628	32	167,93	158,99	0,596	0,650	0,624

$p = 249,5 \text{ mm}; \quad b_n = 497,5 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0.$

Zahlentafel 3.
Versuche von Boileau an normalen Ueberfällen.
Aus Boileaus Tabellen Nr. XXI und Nr. XXII.
Boileau, *Traité de la mesure des eaux courantes*, Paris 1854. S. 100 et 101.

lfd. Nr.	Bemerkungen	Ver- suchs- Nr.	h	Q	μ_{Dubuat}	$K_{\text{nach Gl. (5)}}$	μ_0
1		1	57,7	22,603	0,6170	1,0058	0,6135
2	Boileaus	2	65,7	28,091	0,6311	1,0076	0,6264
3	Tab. Nr. XXI.	3	96,7	49,356	0,6210	1,0137	0,6128
4	$p = 340,0$	4	134,0	82,379	0,6354	1,0235	0,6209
5	$\alpha = 1,09$	5	155,0	105,323	0,6530	1,0304	0,6338
6	$b_n = 895,0$	6	188,0	139,386	0,6470	1,0386	0,6229
7		7	219,0	177,020	0,6690	—	—
Largeur réduite: 874,0 mm							
8	Tab. Nr. XXI.	8	89,2	57,475	0,6109	1,0080	0,6060
9	$p = 453,0$	9	127,0	99,328	0,6214	1,0146	0,6124
10	$\alpha = 1,18$	10	160,0	143,305	0,6340	1,0215	0,6207
	$b_n = 1196,0$						
Largeur réduite: 1175,0 mm							
11	Tab. Nr. XXI.	11	79,7	66,259	0,6171	1,0064	0,6132
12	$p = 468,0$	12	88,7	80,784	0,6408	1,0083	0,6355
13	$\alpha = 1,19$	13	93,7	86,143	0,6294	1,0088	0,6239
14	$b_n = 1616,0$	14	110,0	108,462	0,6230	1,0112	0,6161
Largeur réduite: 1595,0 mm							
15	Tab. Nr. XXI.	15	75,2	33,716	0,6165	1,0054	0,6132
16	$p = 490,0$	16	121,0	68,308	0,6120	1,0118	0,6048
17	$\alpha = 1,21$	17	148,0	96,679	0,6403	1,0177	0,6292
	$b_n = 898,0$						
Largeur réduite: 877,0 mm							
18	Tab. Nr. XXII.	1	45,0	5,172	0,6015	1,0093	0,5968
19	$p = 206,0$	2	57,7	7,479	0,5991	1,0138	0,5923
20	$\alpha = 1,00$	3	72,7	10,490	0,5942	1,0192	0,5848
	$b_n = 305,0$						
Largeur réduite: 292,0 mm							

Zahlentafel 4.

Versuche von Hansen am normalen Ueberfall.

Aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure Bd. 36 S. 1095.

lfd. Nr.	h	Q	μ_{Dubuat}	$K_{\text{nach Gl. (8)}}$	μ_0
1	51,4	22,909	0,6150	1,0026	0,6134
2	82,3	46,971	0,6224	1,0061	0,6186
3	129,7	93,690	0,6275	1,0131	0,6193
4	168,4	139,832	0,6330	1,0200	0,6206
5	204,2	188,004	0,6374	1,0269	0,6207

$$p = 514,0 \text{ mm}; \quad b_n = 1082,5 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,23.$$

Zahlentafel 5.

Versuche von Bazin am normalen Ueberfall.

Aus: Ann. d. Ponts et Chaussées 1888. Bd. 16, S. 426, Reihe No. 10.

lfd. Nr.	h	$(\frac{2}{3} \mu)$	μ_{Dubuat}	$K_{\text{nach Gl. (8)}}$	μ_0
1	90,4	0,4454	0,6681	1,0223	0,6535
2	98,1	0,4491	0,6736	1,0255	0,6569
3	102,6	0,4411	0,6617	1,0262	0,6448
4	110,3	0,4446	0,6669	1,0294	0,6478
5	119,3	0,4484	0,6726	1,0333	0,6509
6	128,5	0,4528	0,6792	1,0374	0,6547
7	133,1	0,4482	0,6880	1,0384	0,6474
8	140,6	0,4503	0,6912	1,0415	0,6485
9	147,7	0,4544	0,6816	1,0450	0,6522
10	156,5	0,4548	0,6822	1,0483	0,6507
11	163,1	0,4530	0,6795	1,0504	0,6469
12	170,3	0,4524	0,6786	1,0529	0,6445
13	179,0	0,4573	0,6859	1,0573	0,6488
14	190,1	0,4589	0,6883	1,0617	0,6483
15	196,6	0,4623	0,6934	1,0650	0,6511
16	201,7	0,4613	0,6919	1,0666	0,6487

$$p = 240,0 \text{ mm}; \quad b_n = 1997,0 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0.$$

Zahlentafel 6.

Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 75^\circ 17'$ in schmaler Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	8,9	14,2	259,0	0,727	0,697	0,696	13	58,9	89,4	260,1	0,612	0,629	0,617
2	11,3	18,6	259,1	0,695	0,636	0,635	14	64,0	96,7	260,2	0,610	0,631	0,617
3	14,0	22,2	259,2	0,676	0,661	0,659	15	71,3	106,8	260,3	0,607	0,636	0,620
4	18,2	28,4	259,2	0,659	0,652	0,650	16	75,3	113,3	260,4	0,606	0,631	0,613
5	22,8	35,6	259,3	0,647	0,640	0,637	17	80,0	118,9	260,4	0,605	0,641	0,622
6	26,9	41,5	259,4	0,640	0,643	0,639	18	84,1	125,3	260,5	0,604	0,638	0,617
7	31,8	49,2	259,6	0,632	0,633	0,628	19	91,2	135,5	260,7	0,603	0,639	0,616
8	35,4	54,3	259,6	0,628	0,637	0,631	20	95,5	142,0	260,8	0,602	0,637	0,613
9	39,2	61,0	259,7	0,624	0,633	0,626	21	100,7	148,7	260,9	0,602	0,643	0,617
10	43,1	65,7	259,8	0,621	0,635	0,627	22	103,6	152,8	261,0	0,601	0,643	0,616
11	49,2	75,5	259,9	0,616	0,624	0,615	23	109,1	160,5	261,1	0,600	0,644	0,616
12	54,8	83,2	260,0	0,613	0,631	0,619	24	116,2	170,7	261,2	0,599	0,645	0,614

$$p = 247,8 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0; \quad b_s = \frac{3a_s + 2b_s}{5}.$$

Zahlentafel 7. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 74^{\circ} 54'$ in breiter Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	7,83	7,59	0,747	0,760	0,760	18	94,49	90,39	0,602	0,623	0,611
2	13,73	13,42	0,678	0,681	0,680	19	100,29	95,27	0,601	0,630	0,618
3	19,02	18,55	0,656	0,638	0,637	20	104,45	99,29	0,601	0,629	0,615
4	22,99	22,17	0,646	0,662	0,661	21	105,27	104,12	0,601	0,593	0,580
5	26,85	25,89	0,640	0,649	0,650	22	114,32	107,24	0,600	0,641	0,624
6	33,97	32,83	0,630	0,643	0,641	23	122,16	114,48	0,599	0,641	0,623
7	39,46	38,11	0,624	0,638	0,635	24	126,63	119,10	0,598	0,637	0,618
8	44,65	42,88	0,619	0,639	0,635	25	130,70	122,62	0,598	0,639	0,620
9	49,94	47,91	0,616	0,636	0,631	26	136,90	128,05	0,598	0,641	0,621
10	54,31	52,31	0,614	0,630	0,625	27	139,75	131,12	0,598	0,638	0,617
11	60,01	57,34	0,611	0,635	0,629	28	145,96	137,70	0,597	0,633	0,611
12	63,87	61,29	0,610	0,630	0,623	29	146,36	141,52	0,597	0,610	0,590
13	69,37	66,41	0,608	0,630	0,622	30	154,70	144,39	0,597	0,642	0,618
14	74,86	71,99	0,606	0,624	0,615	31	161,52	149,47	0,596	0,650	0,624
15	79,74	76,07	0,605	0,630	0,621	32	164,88	153,89	0,596	0,641	0,616
16	85,74	81,89	0,604	0,628	0,617	33	160,70	152,28	0,596	0,627	0,603
17	88,79	85,06	0,603	0,624	0,613	34	170,79	157,90	0,596	0,650	0,623

$p = 254,1 \text{ mm}; \quad b_s = 515,3 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0; \quad b_n = 497,5 \text{ mm}.$

Zahlentafel 8. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 59^{\circ} 45'$ in schmaler Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	5,8	7,7	289,6	0,807	0,911	0,910	15	67,1	95,7	291,1	0,609	0,614	0,598
2	9,6	13,9	289,8	0,716	0,709	0,708	16	70,6	100,6	291,1	0,608	0,614	0,597
3	14,5	21,1	289,9	0,672	0,661	0,659	17	75,6	107,7	291,2	0,606	0,612	0,593
4	18,8	27,3	290,0	0,656	0,647	0,644	18	80,8	115,6	291,3	0,605	0,607	0,587
5	23,1	33,2	290,1	0,646	0,647	0,643	19	85,5	120,8	291,5	0,604	0,617	0,595
6	28,1	40,6	290,2	0,638	0,633	0,628	20	89,7	126,0	291,5	0,603	0,621	0,597
7	30,8	44,5	290,3	0,634	0,629	0,623	21	91,0	130,1	291,5	0,603	0,605	0,582
8	35,3	51,0	290,3	0,628	0,623	0,616	22	94,8	135,3	291,6	0,602	0,606	0,581
9	38,8	55,8	290,4	0,624	0,623	0,616	23	98,8	140,5	291,7	0,601	0,605	0,580
10	42,8	61,6	290,5	0,621	0,619	0,611	24	101,9	145,1	291,8	0,601	0,606	0,580
11	46,3	66,4	290,6	0,618	0,619	0,609	25	108,1	152,7	291,9	0,600	0,612	0,583
12	52,1	74,6	290,7	0,615	0,617	0,606	26	113,8	161,2	292,0	0,600	0,609	0,580
13	55,8	80,2	290,8	0,613	0,611	0,599	27	117,8	165,9	292,1	0,599	0,614	0,581
14	61,8	88,2	290,9	0,610	0,615	0,601	28	124,0	174,7	292,3	0,598	0,612	0,578

$p = 243,5; \quad \alpha = 1,0.$

Zahlentafel 9. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 44^{\circ} 10'$ in schmaler Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	7,4	8,3	359,2	0,757	0,705	0,704	16	60,8	77,9	360,6	0,610	0,583	0,568
2	10,8	13,3	359,4	0,701	0,714	0,712	17	67,7	85,3	360,7	0,608	0,592	0,573
3	12,8	16,1	359,4	0,682	0,672	0,671	18	72,1	91,4	360,9	0,607	0,589	0,569
4	16,4	20,2	359,4	0,664	0,676	0,658	19	76,7	97,2	361,0	0,606	0,588	0,566
5	20,7	25,8	359,5	0,652	0,651	0,648	20	81,8	104,2	361,1	0,604	0,582	0,559
6	23,8	29,8	359,7	0,644	0,639	0,635	21	86,8	111,3	361,3	0,603	0,575	0,550
7	27,1	34,1	359,8	0,639	0,629	0,624	22	92,3	119,3	361,4	0,602	0,567	0,541
8	30,6	38,7	359,8	0,634	0,619	0,613	23	96,8	124,7	361,5	0,602	0,569	0,542
9	33,9	42,9	359,9	0,630	0,615	0,608	24	101,8	131,4	361,7	0,602	0,567	0,538
10	36,7	46,3	360,0	0,627	0,614	0,606	25	106,8	137,6	361,8	0,601	0,568	0,537
11	40,3	50,8	360,1	0,623	0,611	0,602	26	112,0	144,4	361,9	0,600	0,566	0,534
12	44,7	57,7	360,2	0,620	0,587	0,577	27	115,3	149,2	362,0	0,600	0,563	0,529
13	50,4	64,2	360,3	0,616	0,595	0,582	28	118,2	152,4	362,1	0,599	0,565	0,531
14	54,1	69,7	360,5	0,614	0,582	0,569	29	122,9	159,5	362,2	0,599	0,559	0,524
15	58,8	74,7	360,1	0,611	0,592	0,577	30	126,9	165,7	362,3	0,599	0,554	0,518

$p = 243,5; \quad \alpha = 1,0.$

Zahlentafel 10. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 44^\circ 39'$ in breiter Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	8,72	7,04	0,730	0,728	0,727	17	94,71	74,73	0,602	0,607	0,591
2	14,24	11,11	0,674	0,691	0,690	18	99,14	78,13	0,602	0,607	0,591
3	19,80	15,25	0,654	0,683	0,682	19	105,33	83,11	0,601	0,606	0,588
4	23,01	17,93	0,646	0,663	0,682	20	109,23	86,29	0,601	0,604	0,586
5	29,17	22,45	0,636	0,665	0,663	21	114,39	90,70	0,600	0,600	0,581
6	38,82	30,30	0,624	0,670	0,636	22	120,22	94,92	0,600	0,604	0,582
7	43,65	34,29	0,620	0,629	0,625	23	125,41	99,16	0,599	0,602	0,579
8	49,16	38,61	0,616	0,626	0,620	24	131,02	103,59	0,598	0,601	0,577
9	53,09	41,66	0,614	0,624	0,617	25	135,15	107,16	0,598	0,598	0,574
10	58,94	46,15	0,611	0,623	0,615	26	140,13	110,50	0,598	0,603	0,577
11	64,25	50,45	0,609	0,618	0,610	27	145,74	114,90	0,598	0,603	0,575
12	69,56	54,55	0,608	0,618	0,608	28	151,20	119,79	0,597	0,598	0,570
13	74,36	58,17	0,606	0,619	0,608	29	155,35	122,37	0,597	0,603	0,573
14	79,38	61,51	0,605	0,627	0,614	30	161,60	126,97	0,597	0,605	0,573
15	84,31	66,49	0,604	0,609	0,596	31	166,13	130,99	0,596	0,601	0,570
16	88,30	69,95	0,603	0,604	0,590	32	169,75	133,30	0,596	0,605	0,571

$p = 252,0 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0; \quad b_s = 708,0 \text{ mm}; \quad b_n = 497,5 \text{ mm}.$

Zahlentafel 11. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 30^\circ 26'$ in schmaler Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	5,6	4,1	494,1	0,815	1,316	1,315	17	76,8	82,6	496,3	0,606	0,547	0,521
2	8,8	8,0	494,3	0,729	0,851	0,849	18	81,2	87,3	496,4	0,605	0,547	0,519
3	12,9	12,9	494,4	0,681	0,689	0,687	19	86,4	93,6	496,5	0,604	0,539	0,510
4	17,0	17,0	494,5	0,662	0,670	0,666	20	90,3	98,1	496,7	0,603	0,536	0,505
5	22,8	23,1	494,7	0,647	0,641	0,636	21	95,2	103,4	496,8	0,602	0,535	0,502
6	28,4	28,8	494,8	0,637	0,630	0,623	22	99,3	108,0	496,9	0,602	0,534	0,499
7	33,2	33,7	494,9	0,630	0,623	0,614	23	103,7	113,3	497,1	0,601	0,529	0,493
8	37,1	38,2	495,1	0,626	0,605	0,595	24	106,6	117,1	497,2	0,600	0,524	0,488
9	42,1	43,3	495,2	0,621	0,602	0,589	25	112,6	123,5	497,3	0,600	0,525	0,486
10	45,3	47,1	495,3	0,619	0,590	0,576	26	116,7	128,8	497,5	0,599	0,520	0,479
11	51,2	53,6	495,5	0,615	0,580	0,564	27	122,8	135,9	497,6	0,599	0,527	0,474
12	56,3	59,3	495,6	0,612	0,572	0,554	28	127,1	142,0	497,8	0,598	0,509	0,466
13	61,0	64,6	495,8	0,611	0,565	0,546	29	130,5	146,2	497,9	0,598	0,507	0,463
14	65,6	69,5	496,0	0,609	0,563	0,541	30	132,5	149,3	498,0	0,598	0,502	0,459
15	70,3	74,9	496,0	0,608	0,557	0,533	31	136,9	154,3	498,1	0,598	0,502	0,457
16	74,8	80,5	496,2	0,606	0,546	0,523	32	141,6	161,8	498,4	0,598	0,480	0,446

$p = 244,5 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0.$

Zahlentafel 12. Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 14^\circ 23'$ in schmaler Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0	lfd. Nr.	h_1	h	b_s	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	9,4	6,0	1009,9	0,719	0,698	0,697	12	71,0	46,1	1012,1	0,608	0,574	0,531
2	17,0	9,8	1010,0	0,662	0,749	0,743	13	77,0	50,5	1012,3	0,606	0,564	0,517
3	24,5	14,8	1010,3	0,644	0,679	0,669	14	80,0	53,0	1012,5	0,605	0,554	0,507
4	30,0	18,2	1010,5	0,635	0,665	0,652	15	91,8	62,3	1013,0	0,603	0,532	0,478
5	35,0	21,4	1010,7	0,628	0,650	0,633	16	95,5	64,7	1013,1	0,602	0,533	0,476
6	38,6	23,7	1010,8	0,624	0,642	0,623	17	100,2	68,0	1013,3	0,602	0,531	0,470
7	45,1	27,3	1011,1	0,619	0,650	0,625	18	105,0	71,7	1013,5	0,601	0,525	0,462
8	49,2	30,6	1011,2	0,616	0,621	0,594	19	112,4	76,1	1013,7	0,600	0,531	0,460
9	52,5	33,0	1011,4	0,614	0,609	0,580	20	121,0	84,3	1014,2	0,599	0,508	0,436
10	58,0	36,7	1011,5	0,612	0,601	0,568	21	131,6	94,3	1014,7	0,598	0,494	0,421
11	65,0	41,3	1011,9	0,610	0,595	0,555	22	141,5	99,6	1014,9	0,598	0,499	0,416

$p = 262,8 \text{ mm}; \quad \alpha = 1,0.$

Zahlentafel 13.
Schiefer Ueberfall $\varepsilon = 14^{\circ} 56'$ in breiter Rinne.

lfd. Nr.	h_1	h	μ_1	μ_{Dubuat}	μ_0
1	24,06	8,95	0,644	0,735	0,730
2	33,84	12,82	0,630	0,699	0,691
3	42,61	16,64	0,621	0,659	0,648
4	53,57	20,68	0,614	0,663	0,647
5	58,89	23,33	0,612	0,635	0,617
6	74,55	29,66	0,606	0,626	0,600
7	97,54	39,06	0,602	0,615	0,576
8	114,08	46,98	0,600	0,587	0,542
9	132,80	55,20	0,598	0,578	0,523
10	155,51	64,82	0,597	0,574	0,506

$p = 256,0$ mm; $b_s = 1931,5$ mm; $\alpha = 1,0$; $b_n = 497,5$ mm.

Zahlentafel 14.
Versuche von Boileau an schiefen Ueberfällen.

Aus Boileaus Tabelle Nr. XXXVII.
Boileau, *Traité de la mesure des eaux courantes*. Paris 1854. S. 141.

	lfd. Nr.	Bemerkungen	Ver-suchs-Nr.	h	Q	μ_{Dubuat}	$K_{\text{nach Gl. (8)}}$	μ_0
$\varepsilon = 45^{\circ}$ 1 : 1	1		1	62,5	34,568	0,5835	1,0086	0,5785
	2	Tabelle	2	89,7	60,048	0,5895	1,0163	0,5800
	3	Nr. XXXVII.	3	120,0	92,949	0,5897	1,0261	0,5747
	4	$p = 434,0$	4	136,0	113,313	0,5958	1,0323	0,5772
	5	$\alpha = 1,16$	5	157,0	140,031	0,5936	1,0398	0,5709
	6		6	186,0	181,802	0,5977	1,0514	0,5685
$b_s = 1284,0$; Largeur réduite: 1263,0 mm; $b_n = 908,1$ mm								
$\varepsilon = 26^{\circ} 40'$ 2 : 1	7		1	55,0	43,370	0,5704	1,0150	0,5620
	8	Tabelle	2	70,5	62,647	0,5678	1,0229	0,5551
	9	Nr. XXXVII.	3	89,7	91,090	0,5752	1,0355	0,5555
	10	$p = 458,0$	4	114,0	131,923	0,5815	1,0537	0,5518
	11	$\alpha = 1,18$	5	137,0	173,597	0,5808	1,0715	0,5421
	12		6	152,5	207,747	0,5918	1,0876	0,5442
$b_s = 2017,0$; Largeur réduite: 1996,0 mm; $b_n = 920,1$ mm.								

Heft 22.

- Bach:** Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens.
Klein: Ueber freigehende Pumpenventile.
Fuchs: Der Wärmeübergang und seine Verschiedenheiten innerhalb einer Dampfkesselheizfläche.

Heft 23.

- Baum und Hoffmann:** Versuche an Wasserhaltungen (Dampfwasserhaltung der Zeche Victor, hydraulische Wasserhaltung der Zeche Dannenbaum, Schacht II, und elektrische Wasserhaltungen der Zechen Victor, A. von Hansemann und Mansfeld).

Heft 24.

- Klemperer:** Versuche über den ökonomischen Einfluß der Kompression bei Dampfmaschinen.
Bach: Versuche über die Festigkeitseigenschaften von Stahlguß bei gewöhnlicher und höherer Temperatur

Heft 25.

- Häuser:** Untersuchungen über explosible Leuchtgas-Luftgemische.
Föttinger: Effektive Maschinenleistung und effektives Drehmoment, und deren experimentelle Bestimmung (mit besonderer Berücksichtigung großer Schiffsmaschinen).

Heft 26 und 27.

- Roser:** Die Prüfung der Indikatorfedern.
Wiebe und Schwirkus: Beiträge zur Prüfung von Indikatorfedern.
Staus: Einfluß der Wärme auf die Indikatorfeder.
Schwirkus: Ueber die Prüfung von Indikatorfedern.
—, Auf Zug beanspruchte Indikatorfedern.

Heft 28.

- Loewenherz und van der Hoop:** Wirbelstromverluste im Ankerkupfer elektrischer Maschinen.
Bach: Versuche über die Festigkeitseigenschaften von Flußeisenblechen bei gewöhnlicher und höherer Temperatur (hierzu Tafel 1 bis 4).

Heft 29.

- Bach:** Druckversuche mit Eisenbetonkörpern.
—, Die Aenderung der Zähigkeit von Kesselblechen mit Zunahme der Festigkeit.
—, Zur Kenntnis der Streckgrenze.
—, Zur Abhängigkeit der Bruchdehnung von der Meßlänge.
—, Versuche über die Verschiedenheit der Elastizität von Fox- und Morison-Wellrohren.

Heft 30.

- Berg:** Die Wirkungsweise federbelasteter Pumpenventile und ihre Berechnung.
Richter: Das Verhalten überhitzten Wasserdampfes in der Kolbenmaschine.

Heft 31.

- Bach:** Versuche zur Ermittlung der Durchbiegung und der Widerstandsfähigkeit von Scheibenkolben.
Stribek: Warmzerreißeversuche mit Durana-Gußmetall. Gesichtspunkte zur Beurteilung der Ergebnisse von Warmzerreißeversuchen.
Wendt: Untersuchungen an Gaserzeugern.

Heft 32.

- Richter:** Thermische Untersuchung an Kompressoren.
v. Studniarski: Ueber die Verteilung der magnetischen Kraftlinien im Anker einer Gleichstrommaschine.

Heft 33.

- Wagner:** Apparat zur strobographischen Aufzeichnung von Pendeldiagrammen.
Wiebe: Der Temperaturkoeffizient bei Indikatorfedern.
Bach: Versuche über die Elastizität von Flammrohren mit einzelnen Wellen.
—, Die Bildung von Rissen in Kesselblechen.
—, Versuche über die Drehfestigkeit von Körpern mit trapezförmigem und dreieckigem Querschnitt.

Heft 34.

- Köhler:** Die Rohrbruchventile. Untersuchungsergebnisse und Konstruktionsgrundlagen.
Wiebe und Leman: Untersuchungen über die Proportionalität der Schreibzeuge bei Indikatoren.

Heft 35 und 36.

- Adam:** Ueber den Ausfluß von heißem Wasser.
Ott: Untersuchungen zur Frage der Erwärmung elektrischer Maschinen. I. Wärmeleitvermögen der lamellierten Armatur. II. Erwärmungsgleichungen für Feldspulen.
Knoblauch und Jakob: Ueber die Abhängigkeit der spezifischen Wärme C_p des Wasserdampfes von Druck und Temperatur.

Heft 37.

- Benaemann:** Ueber den Ausfluß des Wasserdampfes und über Dampfmenagemessung.
Möller: Untersuchungen an Drucklufthämmern.

Heft 38.

- Martens:** Die Meßdose als Kraftmesser in der Materialprüfmaschine.

Heft 39.

- Bach:** Versuche mit Eisenbetonbalken. Erster Teil.
—, Versuche mit einbetoniertem Thacher-Eisen.

Heft 40.

- Versuche an der Wasserhaltung der Zeche Franziska in Witten.
Grübler: Vergleichende Festigkeitsversuche an Körpern aus Zementmörtel.
Lorenz: Vergleichsversuche an Schiffsschrauben.
—, Die Aenderung der Umlaufzahl und des Wirkungsgrades von Schiffsschrauben mit der Fahrgeschwindigkeit.

Heft 41.

- Hort:** Die Wärmeevorgänge beim Längen von Metallen.
Mühlschlegel: Regulierversuche an den Turbinen des Elektrizitätswerkes Gersthofen am Lech.

Heft 42.

- Biel:** Die Wirkungsweise der Kreiselpumpen und Ventilatoren. Versuchsergebnisse und Betrachtungen.

Heft 43.

- Schlesinger:** Versuche über die Leistung von Schmirgel- und Karborundumscheiben bei Wasserzuführung.

Heft 44.

- Biel:** Ueber den Druckhöhenverlust bei der Fortleitung tropfbarer und gasförmiger Flüssigkeiten.

Heft 45 bis 47.

- Bach:** Versuche mit Eisenbetonbalken. Zweiter Teil.

Heft 48.

- Becker:** Strömungsvorgänge in ringförmigen Spalten und ihre Beziehungen zum Poiseuilleschen Gesetz.
Pinegin: Versuche über den Zusammenhang von Biegezugfestigkeit und Zugfestigkeit bei Gußeisen.

Heft 49.

- Martens:** Die Stulpenreibung und der Genauigkeitsgrad der Kraftmessung mittels der hydraulischen Presse.
Wiegardt: Ueber ein neues Verfahren, verwickelte Spannungsverteilungen in elastischen Körpern auf experimentellem Wege zu finden.
Müller: Messung von Gasmenigen mit der Drosselscheibe.

Heft 50.

- Rötscher:** Versuche an einer 2000 pferdigen Riedler-Stumpf-Dampfmaschine.

Heft 51 und 52.

- Bach:** Versuche mit gewölbten Flammrohrböden.