HYDRODYNAMIK.

Entwicklung neuer genauer Formeln

zur

Berechnung der Wasserabflussmengen

bei

Ueberfallwehren, Grundschleusen, Schützenöffnungen

und bei

Wasserausleitungen in Canäle,

ferner

Mittheilungen über die neuesten, diesbezüglich in Amerika, in Oesterreich und in Italien im grossen Maassstabe durchgeführten Versuche.

Von

GUSTAV RITTER VON WEX

k. k. Hofrath und Oberbauleiter der Donau-Regulirung bei Wien i. P., Ritter des k. k. österr. Leopold-Ordens, des kais. russ. Annen- und des kön. ital. Kronen-Ordens II. Classe, Mitglied mehrerer wissenschaftlicher Vereine.

Mit 6 Tabellen und 5 lithogr. Tafeln.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1888.

Vorwort.

Bei Flussregulirungen, Wasserwerksanlagen und Wasserausleitungen in Canäle handelt es sich oft um die thunlichst präcise Lösung der Fragen, welche Wassermengen über die in Flüssen erbauten Ueberfallwehre oder durch Schleusen abströmen, wie hoch das Wasser in einem Flusse durch ein eingebautes Wehr bei verschiedenen Wasserständen aufgestaut wird, oder in welcher Länge und Höhe ein Wehr bei gegebenen Flussverhältnissen erbaut werden soll? um eine bestimmte Aufstauung des Wasserspiegels zu erzielen, endlich welche Dimensionen der Ausleitung eines Canals aus einem Flusse gegeben werden müssen, damit durch denselben ein normirtes Wasserquantum abgeleitet werde.

Die richtige Lösung der obigen Fragen ist von grosser Wichtigkeit, indem hievon sehr häufig das Gelingen der besagten Wasserwerksanlagen abhängt, zuweilen aber auch durch fehlerhaft berechnete Stauanlagen die anliegenden Ländereien verheerenden Ueberschwemmungen oder Versumpfungen ausgesetzt werden.

In Anerkennung dieser Wichtigkeit haben mehrere ausgezeichnete Hydrauliker schon seit vielen Decennien sich bemüht, entsprechende hydraulische Formeln zur Vornahme der Berechnungen für die richtige Lösung der vorbesagten Fragen aufzustellen, wobei mehrere dieser Hydrauliker langjährige und mühevolle Versuche mit Ueberfällen und Schützenöffnung in kleinen Gerinnen durchgeführt haben, um aus dem Vergleiche der hiebei erhaltenen Resultate, mit den aus den aufgestellten theoretischen Formeln berechneten Werthen, entweder die diesen Formeln entsprechenden Ausflusscoefficienten zu ermitteln, oder aus den erhaltenen Versuchsresultaten neue empirische Formeln abzuleiten.

Die meisten Experimentatoren haben sodann weitläufige Tabellen mit Erfahrungscoefficienten zusammengestellt, mit welchen die Formelwerthe zu multipliciren sind, um hiernach für die verschiedenen Arten von Ueberfällen und Schleusen die bei denselben abströmenden Wassermengen annähernd berechnen zu können.

Da ich während meiner langjährigen praktischen Verwendung im Staatsbaudienste sehr häufig mit der Verfassung grösserer Projecte zu Stromregulirungen, Sumpfentwässerungen und sonstigen Wasserwerksanlagen, dann auch mit der Erstattung technischer Gutachten über einlangende Ministerialrecurse in Wasserrechtsstreitigkeiten beauftragt wurde, so war ich oft in der Lage, alle bisher aufgestellten hydraulischen Formeln zu benützen, hiebei aber auch gleichzeitig die unangenehme Wahrnehmung zu machen, dass die von den einzelnen Autoren aufgestellten Formeln, bei ein und demselben Probleme angewendet, wesentlich verschiedene Resultate liefern.

Hiedurch wurde ich durch meine amtliche Berufsthätigkeit gezwungen, das von den einzelnen Autoren bei der Aufstellung ihrer Formeln eingeschlagene Verfahren eingehend zu prüfen, und da ich hiebei die Ueberzeugung gewann, dass die meisten dieser Formeln entweder aus den in einem zu geringen Maassstabe durchgeführten Versuchen empirisch abgeleitet oder auf unerwiesenen Hypothesen basirt wurden, ferner dass mehrere, Seitens der älteren Hydrauliker gemachte irrige Annahmen sich auch in die späteren Formeln fortgepflanzt haben, so habe ich es unternommen, ohne Anwendung irgendeiner Hypothese und nur mit genauer Beachtung der als richtig erkannten Grundprincipien der Hydrostatik und Hydrodynamik neue hydraulische Formeln analytisch zu entwickeln.

Den ersten Theil meiner diesbezüglichen auf die vollkommenen Ueberfälle Bezug nehmenden Studien habe ich bereits gelegentlich der XIV. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure in Wien im Jahre 1864 in einem Vortrage: „Ueber den gegenwärtigen Standpunkt der Wasserbauwissenschaft und über die Unrichtigkeit der bisher gebrauchten Formeln“ mit dem Vorbehalte mitgetheilt,*) das Ergebniss der weiteren, diesfalls vorzunehmenden Studien nebst der Entwicklung und ausführlichen Begründung der betreffenden neuen Formeln in einer abgesonderten Abhandlung zu veröffentlichen.

Dieses Vorhaben konnte ich jedoch längere Zeit aus dem Grunde nicht ausführen, weil ich vom Jahre 1868 bis zu Ende 1879 durch die mir von der hohen Regierung übertragene Projectirung und Oberbauleitung der Donauregulirung bei Wien vollauf in Anspruch genommen war.

In dem mit grosser Fachkenntniss und Gründlichkeit bearbeiteten Werke: „Hydromechanik oder die technische Mechanik flüssiger Körper“, vom königlich preussischen Geheimen Regierungsrathe und Prof. Dr. Moritz Rühlmann, Hannover 1880, hat der Autor die von den Hydraulikern über die Abflussverhältnisse an den Wehren und Schleusen aufgestellten verschiedenartigen hydraulischen Formeln

*) Dieser Vortrag ist abgedruckt im „Bericht über die XIV. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure“, abgehalten am 30. und 31. August, 1. und 2. September 1864 in Wien. Verlag der österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines. Wien 1865. S. 124.

nebst den dazugehörigen Tabellen der Ausflusscoefficienten übersichtlich zusammengestellt, dieselben kritisch beleuchtet, sodann an mehreren nach diesen Formeln berechneten Beispielen nachgewiesen, dass die hiernach erhaltenen Berechnungsresultate voneinander bedeutend abweichen, worauf Herr Rühlmann schliesslich (§. 113, S. 310) die nachstehende Ansicht ausgesprochen hat: „dass der wissenschaftliche Werth der sämmtlichen bisher bekannten hydraulischen Formeln zur Berechnung der abfliessenden Wasserquantitäten an den Ueberfallwehren sehr gering ist, was indess nicht auffallen kann, wenn man beachtet, auf welchen Grundlagen (S. 192) die wissenschaftliche Hydrodynamik beruht“.

Nachdem durch das obige Gutachten Rühlmann's meine schon vor dem Jahre 1864 gemachten Wahrnehmungen über die Unverlässlichkeit der bisherigen hydraulischen Formeln noch bestätigt wurden, habe ich meine früheren diesbezüglichen Studien fortgesetzt und mich bemüht, mit Beseitigung der von den Hydraulikern bisher gemachten Versehen, dann mit gleichzeitiger Benützung der neuesten hydrotechnischen Forschungsergebnisse, neue und auch richtigere hydraulische Formeln analytisch zu entwickeln. Da ich nicht voraussetzen kann, dass die geehrten Fachgenossen die ihnen theils aus der Studienzeit, theils aus dem bisherigen Gebrauche geläufig gewordenen älteren Formeln sofort aufgeben und sich meiner neuen Formeln bedienen würden, falls nicht ein überzeugender Beweis der Unrichtigkeit der ersteren geliefert wird, so soll zuerst im nachfolgenden §. 2 dieser Beweis geliefert und erst hierauf zur Entwicklung der neuen Formeln geschritten werden, so dass Jedermann die Gelegenheit geboten wird, die Richtigkeit dieser Entwicklungen und der neuen Formeln einer strengen Prüfung zu unterziehen.

Da es den geehrten Fachgenossen, welche das vorliegende Buch zur Hand nehmen, erwünscht sein dürfte, schon aus dem Vorworte zu ersehen, welche hydraulischen Probleme in demselben behandelt werden, so erlaube ich mir, ein kurzes Verzeichniss der gelieferten Berichtigungen bisheriger irrthümlicher Ansichten, ferner der entwickelten neuen Formeln, endlich der Mittheilungen über die neuesten Versuche hier anzuführen.

1. Es werden die sämmtlichen von den Hydraulikern bisher aufgestellten 21 verschiedenartigen Formeln für die Berechnung der Abflussverhältnisse bei den Ueberfallwehren, Schleusen, Schützenöffnungen und Wasserausleitungen in Canäle übersichtlich angeführt und wird deren Unrichtigkeit evident nachgewiesen, welche auch schon daraus zu ersehen ist, dass die nach diesen Formeln für ein und dasselbe Problem berechneten Resultate häufig bis zu 50% voneinander differiren.

2. Es wurden nach einer von den Hydraulikern bisher noch nicht versuchten Methode, ohne Anwendung von Hypothesen, nur nach den Grundprincipien der Hydrostatik und der Hydraulik, für die Berechnung der Abflussverhältnisse bei den verschiedenen

Gattungen der in Flüssen erbauten Ueberfallwehren, Grundschleusen und Schützenöffnungen, dann bei den Wasserausleitungen aus Flüssen in Canäle, 19 neue genaue Formeln analytisch entwickelt.

3. Die bisherigen Ansichten der Hydrauliker, dass die Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers auf die bei Ueberfällen und Schleusen abströmenden secundlichen Wasserquantitäten nur einen geringen Einfluss ausübt, und dass der auf die Ausflussöffnung ausgeübte hydraulische Druck nur der einfachen Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ entspricht, ferner dass bei der Einströmung des Wassers aus den Flussbetten in die Ueberfall- oder in Schleusenöffnungen ein Verlust an lebendiger Kraft bei diesem Wasser nicht stattfindet, wurden sowohl theoretisch, als auch durch Versuche als unrichtig erwiesen.

4. Die weitere Ansicht der Hydrauliker, dass die Abströmung des Wassers bei den unvollkommenen Wehren und bei Grundschleusen in ein abfliessendes Unterwasser ebenso erfolgt, wie in ein stillstehendes, und dass auch das erstere in seiner ganzen Höhe einen hydrostatischen Gegendruck auf die Ausflussöffnung ausübt, erwies sich gleichfalls als unrichtig, weil in Folge der Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers der Gegendruck desselben kleiner, mithin die Ausflussgeschwindigkeit und das ausströmende Wasserquantum grösser sind, als beim Ausflusse in ein stillstehendes Unterwasser.

5. Die bisherige allgemeine Annahme der Hydrauliker, dass bei einem unvollkommenen Ueberfalle das durch den oberen Theil der Ausflussöffnung frei in die Luft ausströmende Wasser mit derselben Geschwindigkeit und in gleicher Quantität ausfliesst, wie bei einem vollkommenen Ueberfalle, wenn die Ueberfallbreiten und die Wasserstands-, resp. Druckhöhen in beiden Fällen gleich sind, hat sich als irrig erwiesen, zumal im oberen Theile der Ausflussöffnung beim unvollkommenen Ueberfalle keine Schwelle, also auch keine Contraction an derselben vorhanden ist.

6. Die Anträge der beiden Hydrauliker Bidone und Boileau, nach welchen die den Wasserabströmungs-Berechnungen zu Grunde zu legenden Wasserstandshöhen über den Schwellen bei den Ueberfallwehren nicht durch eine Abwägung des noch ungesenkten Wasserspiegels oberhalb der Wehre erhoben, sondern durch die Messung der Wasserstandshöhen entweder in einer an beiden Enden offenen, rechtwinklig umgebogenen Glasröhre, welche in die Ausflussöffnung selbst eingesetzt wird, oder in einer solchen geraden Glasröhre, welche gleich oberhalb des Ueberfalles vertical eingestellt wird, bestimmt werde, haben sich als ganz unzweckmässig herausgestellt, weil die Wasserstände in diesen Glasröhren auch einen Theil des hydraulischen Druckes des Oberwassers an jenen Stellen anzeigen, wo die Fusspunkte dieser Röhren sich befinden, und da durch die neuesten Versuche constatirt wurde, dass dieser hydrau-

lische Druck in den einzelnen Schichten des Oberwassers verschieden gross ist, so erhält man bei Benützung der mittelst dieser Glasröhren erhobenen Wasserstände zur Berechnung der Wasserabflussquantitäten bei den Ueberfallwehren ganz unrichtige Resultate.

7. Der Carnot'sche Erfahrungssatz, nach welchem bei der Durchströmung des Wassers aus einer weiteren in eine engere Röhre oder umgekehrt, also bei einem plötzlichen Uebergange der Geschwindigkeit c in jene v, ein Druckhöhenverlust von $\frac{(c-v)^2}{2g}$ stattfindet, wurde von den Hydraulikern bisher auch bei den Berechnungen der Wasserabströmungen aus Grundschleusen in anstossende offene Gerinne mit abfliessendem Unterwasser in Anwendung gebracht, was jedoch laut den theoretischen Nachweisungen unrichtig ist.

8. Bei Gelegenheit der graphischen Darstellung der aus den Versuchen an Ueberfallwehren abgeleiteten Ausflusscoefficienten μ wurde die wichtige Thatsache constatirt, dass die vom Hydrauliker Lesbros für die verschiedenen Arten von Ueberfällen in vielen weitläufigen Tabellen zusammengestellten Ausflusscoefficienten für die Wasserstandshöhen von mehr als 0,17 m über den Ueberfallschwellen nicht aus diesbezüglichen Versuchen abgeleitet, sondern aus den bei Druckhöhen unter 0,17 m vorgenommenen Versuchen und hiebei erhaltenen Coefficienten durch Interpolation berechnet wurden und daher ganz unrichtig sind, wie aus der Coefficientencurve NOP, Taf. V, Fig. 36, zu ersehen ist.

9. Es werden ausführliche Mittheilungen gebracht über die neuesten, von den amerikanischen Civil-Ingenieuren Francis, Fteley und Stearns durchgeführten grossartigen Versuche über die Wasserabströmungen bei den vollkommenen und unvollkommenen Ueberfallwehren, ferner über die Versuche, welche der k. k. Hofrath Freiherr von Engerth über die Ausströmung des Wassers unter dem Schwimmthore im Donaucanale bei Wien, welche Anlage als die grösste der bisher bestandenen freien Grundschleusen angesehen werden kann, vorgenommen hat, bei welchen Versuchen sehr wichtige Erfahrungsresultate gewonnen wurden.

10. In den angeschlossenen vier Tabellen wurden 71 neuere und 51 ältere Versuche über die Abflussverhältnisse bei den Ueberfallwehren, Grundschleusen und Schützenöffnungen mit allen Details zusammengestellt; alle diese Versuche wurden nach den von mir entwickelten neuen Formeln berechnet, hieraus die den letzteren entsprechenden Ausflusscoefficienten ermittelt, und zur Berechnung der für alle sonstigen in der Praxis vorkommenden Fälle passenden Ausflusscoefficienten wurden neun neue allgemeine Gleichungen aufgestellt.

Da bei den obigen Berechnungen sich gezeigt hat, dass mit den neuen Formeln bei allen durchgeführten Versuchen an Ueberfallwehren und Schleusen weit genauere Berechnungsresultate erhalten werden, als dies mit allen bisher gebräuchlichen älteren Formeln der Fall war, ferner dass bei der graphischen Darstellung der mit den aufgestellten Gleichungen berechneten Ausflusscoefficienten die Verbindungslinien derselben regelmässige Curven bilden, Taf. V, Fig. 36, und diese überdies mit den aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten Ausflusscoefficienten sehr nahe übereinstimmen, so können diese Rechnungsresultate auch als ein Beweis angesehen werden, dass die besagten neuen Formeln und Gleichungen nach richtigen Grundprincipien entwickelt wurden.

Im Anhange habe ich noch über die neueste vom Baudirector des Villoresecanals Herrn Cipolletti verfasste hydraulische Abhandlung, welche in Mailand im Jahre 1886 erschienen, mir jedoch erst vor einigen Wochen zugekommen ist, eine auszugsweise Mittheilung gebracht und zugleich die vollste Uebereinstimmung meiner neuen Formeln, mit den am Ticinoflusse und an dem vorgenannten Canale bei den grossen Ueberfall- und Schleusenwehren daselbst durchgeführten sehr interessanten Versuche bezüglich der Abflussverhältnisse an denselben, constatirt.

Da bereits die meisten Hydrauliker und insbesondere die ausübenden Ingenieure schon wiederholt den lebhaften Wunsch ausgesprochen haben, dass es einem Fachmanne bald gelingen möge, genauere hydraulische Formeln zu entwickeln, so glaubt der Verfasser sich der Hoffnung hingeben zu dürfen, dass die geehrten Leser das Erscheinen dieses Büchleins mit Befriedigung begrüssen werden.

Wien, im September 1887.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniss.

§. 1.

Entwicklung der Grundformeln für den Ausfluss des Wassers aus Seitenöffnungen in der verticalen Wand eines grossen Reservoirs mit in Ruhe befindlichem Wasser.

Zunächst glauben wir hier die allgemein als richtig erkannte analytische Entwicklung der drei Grundformeln für den Ausfluss des Wassers aus Seitenöffnungen in einer verticalen Wand eines grossen Reservoirs, in welchem das Wasser in vollständiger Ruhe und der Wasserspiegel in unveränderter Höhe sich befinden, den geehrten Lesern in Erinnerung bringen zu sollen, weil wir das hiebei angewendete ganz richtige Princip auch bei den weiteren Entwicklungen unserer neuen Formeln beibehalten wollen, dann weil mehrere Hydrauliker diese drei Grundformeln irrigerweise, ohne deren entsprechende Modificirung, auch zur Berechnung der Abschlussverhältnisse an den in Flüssen und in Canälen erbauten Ueberfallwehren und Schleusen benützen.

Wenn in der Fig. 1, Taf. I, $ABCD$ die verticale Wand an dem grossen Reservoir OAB darstellt, in welcher die Oeffnung $EFGH$ angebracht ist, durch welche das Wasser frei in die Luft ausströmt, so ist aus der Hydrostatik bekannt, dass der Wasserdruck in jedem Punkte J und G der Oeffnung dem Gewichte einer Wassersäule von der Höhe des Wasserspiegels über diesen Punkten, also EJ und EG gleich ist, ferner wurde auch durch vielfältige Versuche constatirt, dass, wenn in J oder in G kleine Oeffnungen angebracht werden, das aus denselben ausströmende Wasser eine solche Geschwindigkeit erlangt, als wenn dasselbe von den Druckhöhen EJ und EG frei herabgefallen wäre, daher die Ausströmungsgeschwindigkeiten $JK = \sqrt{2\,g\,EJ}$ und $GL = \sqrt{2\,g\,.\,EG}$ sein würden. in welchen Gleichungen g die von einem freifallenden Körper am Ende der ersten Zeitsecunde erlangte Geschwindigkeit oder die Beschleunigung durch die Schwerkraft bezeichnet, deren Grösse gegen den Aequator zu abnimmt. Für den Breitengrad von Wien ist $g = 9{\cdot}8086$ m. Bezeichnet man die ganze Höhe des Wasserspiegels OE über der Abflusskante GH, hier die Höhe EG mit H, die Breite der Ausflussöffnung $EF = GH$ mit b, die Tiefe des Punktes J unter dem Wasserspiegel EJ

mit x und die Geschwindigkeit des aus einer kleinen Oeffnung in J ausströmenden Wassers mit y, also $y = JK = \sqrt{2gx}$, so kann angenommen werden, dass durch einen sehr schmalen Schlitz $JRac$ von der Höhe dx, das Wasser mit gleicher Geschwindigkeit y ausfliessen werde, daher diesem minimalen Wasserquantum die Relation $d.Q = b.dx\sqrt{2gx}$ entspricht.

Um die aus der ganzen Seitenöffnung $EFGH$ ausströmende secundliche Wassermenge zu erhalten, muss die frühere Gleichung innerhalb der Grenzen $x = o$ und $x = EG = H$ integrirt werden, worauf man erhält:

$$\int d.Q = Q = \int_{x=H}^{x=o} b.dx\sqrt{2gx} = b\sqrt{2g}\int_{x=H}^{x=o} x^{\frac{1}{2}}.dx.$$

Die Integration verrichtet, findet man:

$$Q = b\sqrt{2g} \times {}^2/_3\, x^{\frac{3}{2}} + \text{Constante}.$$

Für $x = o$ kommt der Schlitz über den Wasserspiegel, daher die ausfliessende Wassermenge $Q = o$, mithin auch die Constante $= o$ wird.

Für $x = EG = H$ findet man die ganze aus der Oeffnung $EFGH$ ausströmende secundliche Wassermenge, und zwar:

$$Q = {}^2/_3\, b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} = {}^2/_3\, bH\sqrt{2gH}.$$

Weil bei der gekrümmten Oberfläche EKL des ausströmenden Wassers die Ordinaten $y = JK = \sqrt{2gx}$ und $y_1 = GL = \sqrt{2gH}$, wie die Quadratwurzeln aus den zugehörigen Abscissen x, H wachsen, so ist die Curve EKL eine Parabel.

Durch vielfältige Versuche wurde ferner constatirt, dass wegen der Reibung und Adhäsion der Wasserfäden untereinander und an dem inneren Umfange der Ausflussöffnungen, die wirkliche mittlere Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers etwas kleiner gefunden wird, als ${}^2/_3\sqrt{2gH}$, daher die Verhältnisszahl, mit welcher die obige theoretische Geschwindigkeit multiplicirt werden muss, um die effective zu erhalten, der Geschwindigkeitscoefficient z. B. Ψ genannt wird.

Weil ferner die Wasserfäden im Reservoir vor der Oeffnung von allen Seiten sich gegen die Ausflussöffnung drängen und dieselbe in convergenten Richtungen durchziehen, so wird hiedurch ein zusammengezogener oder contrahirter Wasserstrahl erzeugt, dessen Querschnitt etwas kleiner ist, als jener der Ausflussöffnung selbst.

Das Verhältniss zwischen der Querschnittsfläche der Ausflussöffnung und dem kleinsten Querschnitte des zusammengezogenen Wasserstrahles wird der Contractionscoefficient z. B. φ genannt.

Da die beiden vorerwähnten Coefficienten nur die Verminderung der wirklich ausfliessenden Wassermenge anzeigen, so kommt der eigentliche

Ausflusscoefficient μ als das Product des Geschwindigkeits- mit dem Contractionscoefficienten, also $\mu = \Psi \varphi$ zum Ausdruck.

Mit diesem, nur aus vielfältigen Versuchen zu ermittelnden Ausflusscoefficienten, den wir ein- für allemal mit μ bezeichnen wollen, muss nun die früher gefundene theoretische Wassermenge multiplicirt werden, um das wirklich ausfliessende secundliche Wasserquantum zu erhalten.

Hienach erhält man die erste Grundgleichung für den Ausfluss des Wassers aus einer rechtwinkligen Seitenöffnung in einer verticalen Wand, an einem grossen Reservoir mit stillstehendem Wasser.

1) . . . . $Q = {}^2/_3\,\mu\, b\, H \sqrt{2gH} = {}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}\, H^{\frac{3}{2}}.$

Schliesst man den oberen Theil der Ausflussöffnung ER mittelst einer Schütze ab, so wird die durch den unteren Theil der Oeffnung JH ausströmende Wassermenge offenbar gleich sein derjenigen, welche durch die ganze Oeffnung EH ausgeströmt wäre, weniger jener, welche durch den oberen Theil der Oeffnung ER nicht heraustreten kann, also dem Körper $JRPKGHNL$, und wir finden sonach diesen Wasserkörper, wenn die Höhe EJ mit H_1 bezeichnet wird, aus der Gleichung:

2) . . $\begin{cases} Q = {}^2/_3\,\mu\, b\, H \sqrt{2gH} - {}^2/_3\,\mu\, b\, H_1 \sqrt{2gH_1}, \text{ oder} \\ Q = {}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}\,(H^{\frac{3}{2}} - H_1{}^{\frac{3}{2}}). \end{cases}$

Dieses ist die zweite Grundgleichung für den Ausfluss des Wassers aus rechtwinkligen Schleusenöffnungen in einer, an einem grossen Wasserreservoir aufgestellten verticalen Wand.

Wird endlich über der Ueberlassschwelle GH eine kleine Schützenöffnung $GHik$ angebracht, deren Höhe $Gi = a$ im Vergleiche zur ganzen Druckhöhe $EG = H$ sehr klein ist, daher angenommen werden kann, dass das Wasser durch diese Schützenöffnung mit der mittleren Druckhöhe $(H - \frac{1}{2}a)$ abströmt, so erhält man für den secundlichen Wasserausfluss aus einer solchen kleinen Schützenöffnung die dritte Grundgleichung:

3) . . . . $Q = {}^2/_3\,\mu\, b\, a \sqrt{2g\,(H - \frac{1}{2}a)}.$

Die vorstehenden drei Grundformeln wurden fast von sämmtlichen Hydraulikern übereinstimmend entwickelt und durch vielfältig angestellte genaue Versuche als vollkommen richtig constatirt, nur muss hier nochmals hervorgehoben werden, dass diese drei Formeln blos dann mit Verlässlichkeit angewendet werden können, wenn die Grösse der Ausflussöffnung im Verhältnisse zur Grösse des Reservoirs sehr klein ist, daher angenommen werden kann, dass das Wasser im letzteren auch während des Ausflusses in voller Ruhe sich befindet und der Wasserspiegel im Reservoir beständig in gleicher Höhe verbleibt.

§. 2.

Nachweisungen der Unrichtigkeit der bisher aufgestellten Formeln für die Berechnung der Wasserabströmungen über die in Flüssen oder in Canälen erbauten Ueberfallwehre.

Wir werden die von den Hydraulikern aufgestellten Formeln zur Berechnung der Wasserabströmungen über die in Flüssen oder in Canälen erbauten Ueberfallwehre in der vom Herrn Rühlmann in seiner Hydromechanik angegebenen Reihenfolge und Darstellungsart in thunlichster Kürze hier anführen und die Unrichtigkeit derselben nachweisen.

Zunächst wollen wir die vollkommenen Ueberfälle betrachten, deren Krone höher als der Unterwasserspiegel liegt.

Die Fig. 2, 3 und 6 der Taf. I stellen den Grundriss, den Längen- und Querschnitt eines Flussbettes $A\,A\,D\,D$ dar, in welchem das Ueberfallwehr $A_1\,E\,F\,D_1$ mit der Durchflussöffnung $E\,F = b$ und den beiden erhöhten Flügelwänden $A_1\,E$ und $D_1\,F$ erbaut ist. Durch diesen Einbau wurde der frühere natürliche Flusswasserspiegel $P\,P_1$ oberhalb des Wehres bis zur Linie $A\,G$, also über die Wehrkrone E_1 auf die Höhe $J\,G = E\,E_1 = H$ gestaut, so dass das Flusswasser, nachdem dasselbe in Folge der eingetretenen Beschleunigung sich schon oberhalb des Wehres bereits etwas gesenkt hat, nach der Linie $G\,O\,M\,P_1$ über die Wehrkrone E_1 abströmt. Das Flusswasser wird mit einer gewissen Geschwindigkeit c dem Wehre zufliessen und dann mit einer gesteigerten Geschwindigkeit durch die Wehröffnung $E\,F\,E_1\,F_1$, resp. $O\,O_1\,E_1\,F_1$, Fig. 6, durchströmen. Um aus der gemessenen Durchflussbreite b eines im Flussbette erbauten Wehres, dann aus der hiedurch erzeugten Aufstauung H des Oberwassers über der Wehrkrone, endlich aus der Zuflussgeschwindigkeit c des letzteren, die über das Wehr abströmende secundliche Wassermenge berechnen zu können, hat zuerst Eytelwein in seinem Handbuche der Mechanik fester Körper und der Hydraulik vom Jahre 1823 und dann auch Weisbach in Hülse's Maschinen-Encyklopädie vom Jahre 1841 die nachstehende Formel aufgestellt:

$$4) \quad \ldots \quad Q = {}^2\!/_3\, \mu\, b \sqrt{2\,g} \left[\left(H + \frac{c^2}{2\,g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2\,g} \right)^{\frac{3}{2}} \right],$$

in welcher $\left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$ die Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers und μ den durch Versuche bei ähnlichen Ueberfallwehren gefundenen Ausflusscoefficienten bezeichnen.

Werden in der Fig. 3 über dem Ueberfalle $E_1\,E_2$ die Linie $A\,E$ in einer Höhe $G\,J = E\,E_1 = H$ und die Linie $A_2\,L$ in einer Höhe $G_1\,J = L\,E_1 = \left(H + \frac{c^2}{2\,g}\right)$ gezogen und die letztere $A_2\,L$ als der horizontale und stillstehende Wasserspiegel eines grossen Reservoirs $A_2 E_2$ angesehen, so würde die aus der Seitenöffnung $L E_1 = \left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ secundlich ausströmende Wassermenge nach der früheren Grundformel 1 betragen:

$$Q_1 = {}^2/_3 \mu b \sqrt{2g} \left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}.$$

Wird jedoch der obere Theil der Oeffnung $L E$, durch welchen die Wassermenge

$$q = {}^2/_3 \mu b \sqrt{2g} \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}$$

ausströmen würde, mittelst einer Schütze abgesperrt, so verbleibt die aus der Schützenöffnung $E E_1$ secundlich ausströmende Wassermenge

$$Q = Q_1 - q = {}^2/_3 \mu b \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}\right].$$

Da diese Gleichung mit der von den genannten Hydraulikern aufgestellten Formel 4 vollkommen übereinstimmt, so ist hieraus ersichtlich, dass dieselben bei der Aufstellung ihrer Formel die Annahme gemacht haben, dass bei den in Flüssen erbauten Ueberfallwehren die hydrostatische Druckhöhe H einzig und allein nur um den hydraulischen Druck des Oberwassers auf die Fläche der Ausflussöffnung, also um die Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ vermehrt wird, dann dass das über ein Flusswehr abströmende Wasserquantum jenem gleich ist, welches aus der Schützenöffnung an einem grossen Wasserreservoir mit stillstehendem Wasser bei einer Druckhöhe $\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ und einer Oeffnungshöhe H abgeflossen wäre.

Bei eingehender Prüfung findet man jedoch, dass die obigen Annahmen, mithin auch die Formel 4 unrichtig sind, wie mit den nachstehenden Darlegungen erwiesen werden soll.

1. Bei der Aufstellung der Formel 4 wurde auf die Breite B des Zuflusscanals, resp. auf das Verhältniss $\left(\frac{b}{B}\right)$, ferner auf die Höhe der Ueberfallschwelle über dem Gerinneboden, endlich auf die Construction und Configuration des ganzen Ueberfallwehres keine Rücksicht genommen, obwohl es einleuchtend ist und auch durch vielfältige Versuche constatirt wurde, dass diese Wehrdimensionen und Verhältnisse auf die resultirende Ausflussgeschwindigkeit, mithin auch auf das ausströmende secundliche Wasserquantum einen grossen Einfluss haben.

2. Die genannten Hydrauliker haben angenommen, dass das zufliessende Oberwasser einzig und allein nur auf die Fläche

der Ausflussöffnung einen hydraulischen Druck mit der Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ ausübt, und dass daher die gesammte Druckhöhe über dem Wehrschweller $\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ betragen werde.

Es ist jedoch einleuchtend, dass das zufliessende Oberwasser auch auf den unteren festen Theil des Wehres, dann auf die beiderseitigen Flügelwände einen hydraulischen Druck oder Stoss ausübt, durch welchen die gegen diese festen Wehrtheile stossenden Wasserfäden gegen die Ausflussöffnung abgelenkt und in dieselbe hineingedrängt werden, wodurch in derselben jedenfalls ein weit grösserer hydraulischer Gesammtdruck entsteht, welcher laut den im §. 9 durchgeführten genauen Berechnungen bei den an grösseren Ueberfallwehren vorgenommenen 143 Versuchen, nach Maassgabe der Wasserstandshöhen H_1, ferner nach der Länge und Höhe der Ueberfälle, endlich des Verhältnisses der Fläche der Ausflussöffnung zur Querschnittsfläche des Zuflusscanales mit 4 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ bis 15 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ gefunden wurde, welche Berechnungsresultate bei der Prüfung der bisher gebräuchlichen hydraulischen Formeln von grosser Wichtigkeit sind.

3. Die vorerwähnten Verhältnisse, also auch die Unvollständigkeit der Formel 4 waren den beiden ausgezeichneten Hydraulikern wahrscheinlich bekannt, dieselben hatten jedoch offenbar vorausgesetzt, dass, wenn die nach dieser Formel berechneten Resultate noch mit den bei ihren durchgeführten Versuchen ermittelten Ausflusscoefficienten μ multiplicirt werden, man alsdann die über ein Wehr effectiv abströmende secundliche Wassermenge erhalten würde.

Diese Voraussetzung ist jedoch unrichtig, denn eine vollständige mathematische Formel zur Berechnung des über ein Wehr abströmenden secundlichen Wasserquantums muss alle jene hydrostatischen und hydraulischen Kräfte, sonach auch die hierauf einwirkenden Wehrdimensionen genau enthalten, welche die Ausströmungsgeschwindigkeit erzeugen, wogegen der Ausflusscoefficient μ nur anzugeben hat, um welches Maass das theoretisch richtig berechnete Wasserquantum sich in Folge der Adhäsion, der Cohäsion, der Reibung und der Contraction vermindert, daher man den Coefficienten μ ausser dieser Function nicht auch noch die Correctur der aus einer unvollständigen Formel berechneten Resultate übertragen darf.

Eine Ergänzung der unvollständigen Formel 4 durch die Multiplication mit einem fictiven Ausflusscoefficienten μ ist auch aus dem Grunde unthunlich, weil die Ermittlung eines solchen Coefficienten, welcher einerseits den Einfluss der vielfältig variirenden Wehrdimensionen und der verschiedenartigen Wehrverhältnisse auf die Steigerung der Ausströmungsgeschwindigkeit richtig darstellen, gleichzeitig aber auch die Verminderung dieser Geschwindigkeit und des Ausflussquantums in Folge der vorerwähnten verschiedenartigen Widerstände bei dem ausströmenden Wasser angeben soll, ganz unmöglich ist.

4. Die von den genannten Hydraulikern und von mehreren anderen Experimentatoren aus den Versuchen, welche an den in schmalen Gerinnen eingesetzten kleinen Ueberfällen angestellt worden sind, ermittelten Ausflusscoefficienten μ sind überdies bei der Berechnung der über die in Flüssen erbauten Stauwehre abströmenden secundlichen Wasserquantitäten deshalb nicht anwendbar, weil die Dimensionen der ersteren, im Vergleiche mit jenen der letzteren, verschwindend klein waren.

Die vorstehenden Mängel der Formel 4 haben wir aus dem Grunde so ausführlich dargelegt, weil diese Formel von den ausübenden Ingenieuren am häufigsten angewendet wird, dann, weil bei den meisten von den Hydraulikern nachträglich für die Ueberfallwehre aufgestellten neueren Formeln und bei den hiezu ermittelten Ausflusscoefficienten dieselben Mängel vorkommen, daher wir in der Folge bei der Prüfung der übrigen Formeln uns auf die vorstehenden Nachweisungen beziehen werden.

Navier hat bei der Ermittlung einer Formel für die vollkommenen Ueberfallwehre mit Anwendung der Hypothese des sogenannten Principes der kleinsten Wirkung gefunden, dass die Senkung des Oberwasserspiegels über der Ueberfallschwelle im Allgemeinen $EO = 0{,}2753\,H$ (Fig. 3) beträgt, und hat hienach die Formel aufgestellt:

5) . . . . . $Q = {}^2/_3\,\mu . b \sqrt{2g}\,[H^{\frac{3}{2}} - (0{,}2753\,H)^{\frac{3}{2}}]$.

Nach dieser Formel wäre Q gleich der Abflussmenge aus einem Reservoir mit stillstehendem Wasser durch die Oeffnung EE_1, also:

$$q = {}^2/_3\,\mu . b \sqrt{2g}\,H^{\frac{3}{2}},$$

weniger der Wassermenge, welche durch die Senkung des oberen Wasserspiegels EO abgeflossen wäre, also:

$$q_1 = {}^2/_3\,\mu . b \sqrt{2g}\,(0{,}2753\,H)^{\frac{3}{2}}.$$

Aus dieser Analyse ist ersichtlich, dass bei der Aufstellung der obigen Formel auf die Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers, dann auf die Dimensionen des Wehres keine Rücksicht genommen wurde, ferner dass diese Formel 5 auch die übrigen bei der Formel 4 angeführten Mängel enthält.

Nachdem Navier in der obigen Formel 5 den Coefficienten ${}^2/_3 \sqrt{2g}\,(1 - 0{,}2753^{\frac{3}{2}})$ irrigerweise als constant vorausgesetzt und denselben $= 2{,}5261$ berechnet hat, erhielt er die zwar sehr einfache, jedoch offenbar unrichtige Formel:

5) . . . . $Q = 2{,}5261 . \mu . b\,H^{\frac{3}{2}}$.

Herr Rühlmann bemerkt in seiner Hydromechanik, dass die obige Formel von Navier mit der Erfahrung ebensowenig übereinstimmt, wie andere von Scheffler und von Braschmann versuchten Modificationen derselben.

Lesbros hat aus seinen vielen Versuchen mit Ueberfällen von 0,2 m Breite und 0,5 m Höhe über dem Gerinneboden, in einem 3,68 m breiten Zuflusscanale mit Benützung der einfachen Formel:

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, H \sqrt{2\, g\, H},$$

also mit der Grundgleichung 1 für den Ausfluss aus einer Seitenöffnung an einem Reservoir mit stillstehendem Wasser, die Ausflusscoefficienten μ für verschieden construirte Mündungen des Zuflusscanals, dann auch für kleinere und grössere Druckhöhen abgeleitet und bei 2000 dieser Coefficienten in Tabellen veröffentlicht.

Nur aus dem Grunde, weil die Breite b des Ueberfalles gegen die Breite des Zuflusscanals B sehr klein $\left(\frac{b}{B} = 0{,}05434\right)$, also auch die Zuflussgeschwindigkeit sehr gering war, findet man, dass die von Lesbros angewendete Formel 1 mit den von ihm ermittelten Coefficienten μ für kleine Ueberfälle annähernd richtige Resultate liefert, doch ist es einleuchtend, dass diese Formel und die zugehörigen Coefficienten μ auf grössere, in Flüssen erbaute Stauwehre nicht angewendet werden können, weil denselben die bei der Formel 4 angegebenen Mängel anhaften.

Weisbach hat später aus seinen im Jahre 1842 begonnenen Versuchen auch für die Wasserabströmung bei Ueberfällen das Gesetz der unvollkommenen Contraction nachgewiesen, und aus diesen Versuchen mit Ueberfällen in einer dünnen Wand von 0,20 m Weite, in einem 0,36 m breiten Gerinne, die nachstehenden zwei Formeln aufgestellt, und zwar wenn $b < B$ ist:

$$6) \quad . \quad . \quad . \quad Q = \mu_0 \left[1 + 1{,}718 \left(\frac{b\, H}{B\, T}\right)^4\right] b\, H \sqrt{2\, g\, H},$$

dann wenn $b = B$ ist:

$$7) \quad . \quad . \quad . \quad Q = \mu_0 \left[1{,}041 + 0{,}3693 \left(\frac{H}{T}\right)^2\right] b\, H \sqrt{2\, g\, H}.$$

Die obigen Ausflusscoefficienten $\mu_0 = {}^2/_3\, \mu$ sollen aus den Poncelet-Lesbros'schen Versuchen mit den 0,20 m breiten Ueberfällen, resp. aus den betreffenden Tabellen entnommen werden.

In den beiden obigen Formeln wird das über ein Wehr secundlich abströmende Wasserquantum nach der Grundgleichung 1 $Q = b\, H \sqrt{2\, g\, H}$ für den Ausfluss des Wassers aus der Seitenöffnung an einem grossen

Reservoir mit stillstehendem Wasser berechnet, und dieses Resultat soll sodann durch die Multiplication mit dem Ausflusscoefficienten $\mu_0 \left[\ldots\right]$ corrigirt werden, was laut den Nachweisungen zur Formel 4 kein verlässliches Resultat liefern kann.

Nach der Angabe Rühlmann's sind gegen die allgemeine Anwendbarkeit der vorstehenden Weisbach'schen Formeln auf Ueberfallwehre wiederholt deshalb Bedenken erhoben worden, weil ihre Resultate den Versuchen mit verhältnissmässig zu geringen Ueberfallbreiten (im Maximum bis zu $b = 0{,}40$ m) entlehnt sind und weil sie überdies der Poncelet'schen Ausflusscoefficienten μ_0 bedürfen, die bei Ueberfällen von zu geringer Breite $b = 0{,}20$ m gewonnen wurden.

Die vorerwähnten Bedenken gegen die Weisbach'schen Formeln veranlassten den französischen Artillerie-Capitain und Professor in Metz Herrn Boileau (vom Jahre 1845 ab), neuerliche Versuche mit solchen vollkommenen Ueberfällen durchzuführen, deren Abflusskante über die ganze Breite des Zuleitungscanals reichte, wo also $b = B$ war und von 0,288—1,616 m betragen hat.

Nach diesen Versuchen hat Boileau für nothwendig bezeichnet, in die Formel zur Berechnung der über die Wehren abströmenden Wassermengen, das sogenannte Oberflächengefälle EO, resp. die Senkung des Oberwasserspiegels $EE_1 - OE_1 = EO = (H - e)$ (Fig. 3), wenn die Strahldicke über der Abflusskante OE_1 mit e bezeichnet wird, dann auch die Höhe der Abflusskante E_1 über dem Boden des Zuführungscanals $E_1 E_2 = S$ aufzunehmen.

Boileau rathet sodann zur Berechnung des secundlich abströmenden Wasserquantums über ein Ueberfallwehr, wo $B = b$ ist, die einfache Formel zu benützen:

$$9) \quad \ldots\ldots\ldots \quad Q = \mu\, b\, H \sqrt{2\, g\, H},$$

in welcher der Ausflusscoefficient μ entweder aus der Gleichung

$$9) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \mu = \sqrt{\frac{1 - \frac{S}{H}}{1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{S}{H}\right)^2}}},$$

oder wenn nach Boileau $\frac{e}{H} = k$ gesetzt wird, aus der Gleichung

$$9) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \mu = \frac{\sqrt{1 - k}}{\sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{S}{H}}\right)^2}}$$

zu berechnen ist.

Aus Vorstehendem ist ersichtlich, dass Boileau in der Grundformel 1 die Geschwindigkeit des zufliessenden Oberwassers, sowie dessen hydraulischen Druck auf die Ausgussöffnung und die festen Wehrtheile nicht in Rechnung gebracht, sondern vorausgesetzt hat, dass die nach seiner obigen Gleichung berechneten Coefficienten μ, für jeden einzelnen Fall die Wirkung des hydraulischen Druckes, dann den Einfluss aller Wehrdimensionen und der Wasserstandshöhen auf die Grösse der Ausströmungsgeschwindigkeit entsprechend darstellen, gleichzeitig aber auch die Verminderung dieser Geschwindigkeit in Folge der Adhäsion, der Reibung und der Contraction des ausströmenden Wassers im Berechnungsresultate zum Ausdrucke bringen werden, was jedoch laut den bei der Formel 4 gelieferten Nachweisungen keine verlässlichen Resultate geben kann.

Am Schlusse der vorliegenden Abhandlung im §. 9, wo die Ermittlung verlässlicher Ausflusscoefficienten μ ausführlich behandelt wird, werden wir ziffermässig nachweisen, dass die von Boileau aus seinen Versuchen unmittelbar abgeleiteten, wie auch die von ihm nach seinen obigen Formeln berechneten Coefficienten μ für ein und denselben Ueberfall bis zu 6,6 % voneinander differiren und offenbar auch ganz unrichtig sind.

Der Professor und Maschinen-Ingenieur Redtenbacher hat im Jahre 1848 aus den Versuchen des Wasserwerk-Ingenieurs Castel zu Toulouse mit Ueberfällen von 0,01—0,74 m Breite eine neue Formel für die Berechnung der an den vollkommenen Ueberfällen secundlich abströmenden Wassermengen empirisch aufgestellt, und zwar in nachstehender Form:

$$10) \quad . \; . \; . \; . \quad Q = \left(0{,}381 + 0{,}062 \frac{b}{B}\right) b\, H \sqrt{2\, g\, H}.$$

Für $b = B$ wird letztere Formel lauten:

$$10) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad Q = 0{,}443\, b\, H \sqrt{2\, g\, H}.$$

Redtenbacher bemerkt jedoch ausdrücklich, dass diese Formel nur bei solchen Ueberfällen angewendet werden kann, welche mit einer scharfen Ueberfallkante versehen sind, ferner bei welchen die Querschnittsfläche des Wasserkörpers im Zuflusscanale ($B\ T$) fünfmal grösser als die Ausflussöffnung ($b\ H$) ist und b wenigstens $^1/_3$ von B beträgt, endlich wo die Schwelle des Ueberfalles wenigstens in einer Höhe von $2\,H$ über dem Spiegel des Unterwassers liegt.

Da alle obigen Bedingungen bei einem ausgeführten oder erst zu erbauenden Wehre wohl sehr selten zutreffen werden, dann weil in der obigen Formel der hydraulische Druck des zufliessenden Oberwassers, sowie auch die Höhe und Gestalt des Wehres nicht berücksichtigt erscheinen, ferner weil in derselben der Ausflusscoefficient $^2/_3\,\mu = \left(0{,}381 + 0{,}062\,\frac{b}{B}\right)$ für verschieden dimensionirte Wehre, jedoch bei gleichbleibenden Breiteverhältnissen, wie z. B. $\frac{b}{B} = \frac{5\,b}{5\,B}$, sowie auch für verschiedene Wasserstandshöhen H constant bleibt, wogegen wir im §. 9 auf Grundlage der neuesten Versuche nachgewiesen haben, dass für grössere Wehrbreiten b, dann bei geringeren Druckhöhen H die Coefficienten $^2/_3\,\mu$ bedeutend grösser werden, so ist diese Formel aus den angeführten Gründen unrichtig und für die Praxis von keinem Werthe.

Der ausgezeichnete amerikanische Civil-Ingenieur J. B. Francis wurde mit der Aufgabe betraut, die colossalen Wassermengen des Marrimack-stromes von ca. 3600 Kubik-Fuss pro Secunde und einer Wasserkraft von fast 9000 Maschinen-Pferdekräften zum Betriebe verschiedener Fabriken in Lowell entsprechend zu vertheilen. Da Francis zur Lösung dieser schwierigen Aufgabe genaue Formeln über die Abflussverhältnisse an grösseren Ueberfallwehren benöthigte, er jedoch die sämmtlichen vorstehend mitgetheilten und erörterten Formeln insbesondere deshalb als nicht verlässlich erkannte, weil die hiezu gehörigen Ausflusscoefficienten μ aus Versuchen mit zu kleinen Ueberfällen in schmalen Gerinnen abgeleitet wurden, so hat Francis vor der Lösung der ihm übertragenen Aufgabe über 90 neue genaue Versuche und Messungen über die Wasserabströmungen an grösseren Ueberfallwehren durchgeführt. Diese Wehren wurden in einem 13,96 engl. Fuss breiten Canale, mit den Höhen von 2,04 und von 5,048 Fuss über dem Canalboden und den Durchflussbreiten von 9,995—9,997 Fuss, in der Weise hergestellt, dass die Ueberfallkante aus einer stromabwärts abgeschrägten eisernen Platte bestand.

Nachdem die über die Versuchsüberfälle bei verschiedenen Wasserstandshöhen abgeflossenen Wassermengen, welche bis zu 64 Kubik-Fuss pro Secunde betragen haben, in einer grossen, genau kubicirten und gut gedichteten Schleusenkammer aufgesammelt wurden, und bei diesen Versuchen alle, zu genauen Messungen und Beobachtungen erforderlichen Apparate (Maassstäbe mit Spitzen zum Einstellen, Chronometer, elektrische Telegraphen etc.) angewendet worden sind, so muss man die von Francis mit grosser Umsicht und Sachkenntniss ausgeführten Versuche,*) welche an Grossartigkeit und Genauigkeit alle früheren Versuche mit Ueberfällen übertreffen, als höchst werthvolle und für weitere Entwicklungen der gesuchten hydraulischen Formeln sehr verwendbare Arbeiten anerkennen.

*) Diese Versuche sind beschrieben und veröffentlicht: Lowell, Hydraulic Experiments etc., Boston 1855, und auszugsweise von Bornemann im II. Bande des „Civil-Ingenieur" vom Jahre 1856.

Herr Francis hat nun, von der Weisbach'schen Gleichung 4 ausgehend, aus seinen vielen Versuchsresultaten für die Berechnung der über einen vollkommenen Ueberfall abströmenden secundlichen Wassermenge die nachstehende empirische Formel abgeleitet, in welcher alle Dimensionen in englischen Fussen und die Wassermengen Q in englischen Kubik-Fussen ausgedrückt sind.

$$11) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad Q = 3{,}33\,(b - 0{,}10\,n\,H)\,H_1^{\frac{3}{2}}.$$

In der obigen Formel hat Francis die nachstehenden Bezeichnungen eingeführt.

Den ersten Coefficienten hat Francis bei seinen Versuchen zwischen 3,3002—3,3617 variirend gefunden und hiefür einen Mittelwerth von 3,33 angenommen. Dieser Coefficient repräsentirt den Werth $^2/_3\,\mu\,\sqrt{2\,g}$, und da nach der Angabe Francis am Orte der Versuche $g = 64{,}3236$ Fuss ist, so wäre der für alle Wehr- und Wasserstandsverhältnisse als constant angenommene Ausflusscoefficient

$$\mu = \frac{3{,}33}{^2/_3\sqrt{2\,g}} = 0{,}6228;$$

b ist die Breite der Ausflussöffnung, n ist die Anzahl der Seitencontractionen, ferner H die gemessene Wasserstandshöhe über der Ueberfallschwelle, endlich H_1 die in Folge der Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers corrigirte Druckhöhe der Ausflussgeschwindigkeit. Es wäre also:

$$H_1 = \left[\left(H + \frac{c^2}{2\,g}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2\,g}\right)^{\frac{3}{2}}\right]^{\frac{2}{3}}.$$

Wenn der Ueberfall über die ganze Breite des Zuflusscanals reicht und $B = b$ ist, also keine Seitencontractionen stattfinden, und $n = 0$ ist, erhält die obige Formel die nachstehende Form:

$$11) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad Q = 3{,}33\,b\,H_1^{\frac{3}{2}}.$$

Schon Bornemann bemerkt, dass die obige Formel von Francis als ein allgemeines Gesetz des Ausflusses nicht angesehen werden könne, und Rühlmann äussert sich dahin, dass diese Formel für eine allgemeine Anwendung nicht brauchbar erscheint, weil selbe für $b = 0{,}10\,n\,H$ die Wassermenge $Q =$ Null gibt. Zu den vorstehenden Bemänglungen müssen wir noch hinzufügen, dass die Formel Francis auch noch aus dem Grunde unrichtig ist, weil in derselben der Ausflusscoefficient μ für alle Dimensionsverhältnisse der Wehre, dann für alle Wasserstände über der Schwelle als constant angenommen wird, obwohl durch alle bisherigen Versuche constatirt wurde, dass mit der Zunahme dieser Wasserstände der Coefficient μ kleiner, dagegen für grössere Wehrlängen b grösser wird, ferner weil in dieser Formel nur der auf die Ausflussöffnung, nicht aber auch der auf die festen Wehrtheile wirkende hydraulische Druck berücksichtigt wurde, endlich weil diese Formel auf der ganz unrichtigen Annahme basirt ist, dass das Wasser aus der Ausflussöffnung in der Höhe

$$H_1 = \left\{\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}\right\}^{\frac{2}{3}},$$

also in der Höhe LE_1 der Fig. 3 ausströmen würde, während es doch einleuchtend ist, dass das Wasser in Folge der Zuflussgeschwindigkeit factisch nur in einer Höhe $EE_1 = H$ über den Ueberfall abströmt.

Herr Francis hat auch für grosse wehrartige Ueberfälle auf Grundlage einiger Wassermessungen an einem Modelle, welches dem 900 Fuss langen und 24 Fuss hohen Ueberfallwehre am Marrimackstrome ähnlich war, die nachstehende Formel empirisch aufgestellt:

11) . . . . $Q = 3{,}01208 \, . \, b \, . \, H^{1{,}53}.$

Schon die Construction der obigen Formel zeigt, dass selbe aus den früher angeführten Gründen, auf andere praktische Fälle angewendet, keine richtigen Resultate liefern kann.

Wenn auch nach dem vorstehend Gesagten die von Francis aufgestellten neuen Formeln theoretisch unrichtig und daher unbrauchbar sind, so haben dafür die von ihm bei den grösseren Wehrüberfällen mit der grössten Genauigkeit beobachteten und gemessenen secundlichen Abflussquantitäten einen sehr hohen Werth, weil man in dem Falle, als es gelingt, theoretisch vollkommen richtige Formeln für die Berechnung der über ein Wehr abströmenden secundlichen Wassermenge zu entwickeln, die genauen Versuchsresultate Francis' benützen kann um hiernach auch verlässliche Aussflusscoefficienten μ zu berechnen.

Prof. Braschmann in Moskau hat im Jahre 1861 bei der Aufstellung einer neuen Formel zur Berechnung der abströmenden Wassermenge Q über einen vollkommenen Ueberfall nach dem Vorgange von Navier das Princip der kleinsten Wirkung mit einigen Modificationen angewendet und hierauf mit Benützung der von Castel durchgeführten und von Lesbros corrigirten Versuche die nachstehende empirische Formel aufgestellt:

12) . . $Q = \left[0{,}3838 + 0{,}0368 \frac{b}{B} + \frac{0{,}00053}{H}\right] b H \sqrt{2gH},$

oder allgemein:

$$Q = \mu_1 \, b \, H \sqrt{2 \, g \, H}.$$

Diese Formel hat den Fehler, dass in ihr die Höhe und Gestalt des Ueberfalles, dann die Wirkung der Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers nicht berücksichtigt sind, dann dass die auf die Beschleunigung der Ausflussgeschwindigkeit wirkenden Momente nicht in die eigentliche

Formel $b H \sqrt{2 g H}$, welche nur für den Ausfluss aus einem grossen Reservoir mit stillstehendem Wasser Geltung hat, sondern in den Ausdruck für den Ausflusscoefficienten μ_1 theilweise aufgenommen worden sind, was laut unseren früheren Nachweisungen unrichtig ist.

Der sehr thätige Hydrauliker, Herr Kunstmeister Bornemann zu Freiberg in Sachsen, hat im Jahre 1870 auf Grundlage der von ihm mit vollkommenen Ueberfällen durchgeführten Versuche, bei welchen $b = B = 1{,}13$ m war, während H von 0,07—0,21 m, endlich $\frac{H}{T}$ von 0,20—0,80 m variirten, die nachstehenden Formeln aufgestellt:

$$13)\left\{\begin{array}{l} Q = \left(0{,}5673 - 0{,}1239 \sqrt{\frac{H}{T}}\right) b H \sqrt{2 g H}, \text{ wenn } H < \frac{1}{3} T \text{ ist, und} \\ Q = \left(0{,}6402 - 0{,}2862 \sqrt{\frac{H}{T}}\right) b (H + H_1) \sqrt{2 g (H + H_1)}, \text{ wenn } H > \frac{1}{3} T \end{array}\right.$$

ist.

In diesen Formeln bezeichnet $H_1 = \frac{1}{2 g} \left(\frac{Q}{B T}\right)^2$ die Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers und T die Wassertiefe oberhalb des Ueberfalles.

Herr Bornemann spricht sich über seine obigen Formeln nachstehend aus:

„Meine Formeln können nicht darauf Anspruch machen, allgemein giltig zu sein, da die benützten Ueberfälle sämmtlich von gleicher Breite waren und der Ausflusscoefficient aller Wahrscheinlichkeit nach kein constanter, sondern ein mit der Breite wachsender ist. Sie zeigen aber vielleicht den Weg, wie eine allgemeiner anwendbare und sich nicht auf die Poncelet'schen Coefficienten stützende Formel zu finden wäre.“

Zu der obigen eigenen Kritik des Herrn Bornemann wird nur noch beigefügt, dass in der ersten obigen Formel die Zuflussgeschwindigkeit nicht berücksichtiget und in der zweiten der hydraulische Druck nur auf die Ausflussöffnung, nicht auch auf die festen Wehrtheile in Rechnung gebracht wurde, ferner ist in dieser zweiten Formel die unrichtige Annahme enthalten, dass das Wasser in der Höhe $(H + H_1)$, also in der Höhe $L E_1$ der Fig. 3, über die Wehrschwelle abströmt, obwohl diese Höhe jedenfalls geringer ist und nur mit $E E_1$ angenommen werden kann.

Wie wir schon in der Einleitung angeführt haben, hat Herr Rühlmann über die vorangeführten Formeln sich nachstehend ausgesprochen:

„Es bedarf keiner Erörterung, dass der wissenschaftliche Werth sämmtlicher Formeln des vorstehenden Paragraphen sehr gering ist, was indessen nicht auffallen kann, wenn man immer wieder beachtet, auf welchen Grundlagen (Seite 192) die wissenschaftliche Hydrodynamik beruht.“

Herr Rühlmann glaubt jedoch, dass zur Berechnung der zu den Wassermotoren zugeleiteten Wassermengen die früher angeführten Formeln immerhin benützt werden können, indem man in die Zuleitungsgerinne Ueberfälle mit scharfen Kanten einbaut und dann zur Berechnung der abströmenden secundlichen Wassermengen jene Formeln und Ausflusscoefficienten wählt, welche auf Versuchen mit Ueberfällen beruhen, deren Dimensionen und Anordnungen dem vorliegenden speciellen Falle am besten entsprechen.

Herr Rühlmann hat hierauf noch zwei Beispiele an ausgeführten vollkommenen Ueberfällen in bestehenden Werkcanälen, nach den früher angeführten Formeln berechnet, wobei im ersten Falle die nachstehenden Dimensionen vorhanden waren:

$B = 4{,}034$ m, $b = 3{,}602$ m, $H = 0{,}229$ m und $T = 0{,}59$ m.

Die nach den Formeln 6, 10, 11 und 12 berechneten secundlichen Abflussquantitäten über den vorangegebenen Ueberfall variiren zwischen $Q = 0{,}68735\ \mathrm{m}^3$ und $Q = 0{,}771\ \mathrm{m}^3$, und differiren sonach untereinander bis zu 12%.

Bei dem zweiten Beispiele wurden an dem hergestellten vollkommenen Ueberfalle die nachstehenden Dimensionen gemessen:

$B = b = 2{,}31$ m, die Höhe der Ueberfallschwelle über der Canalsohle $S = 0{,}3574$ m, $H = 0{,}1664$ m und $T = S + H = 0{,}5238$ m.

Die von Rühlmann nach den Formeln 7, 9, 11, 12 und 13 berechneten, über den vorerwähnten Ueberfall secundlich abfliessenden Wassermengen variirten zwischen $Q = 0{,}2878\ \mathrm{m}^3$ und $Q = 0{,}343\ \mathrm{m}^3$, differiren sonach untereinander bis zu 19%.

Wenn nun bei den zwei obigen Beispielen, wo die Dimensionen der beiden Zuflusscanäle und der in denselben errichteten Ueberfälle, von den Dimensionen jener Canäle und Ueberfälle, an welchen die verschiedenen Versuche durchgeführt wurden und aus welchen die betreffenden Formeln und Ausflusscoefficienten μ abgeleitet worden sind, nur unbedeutend verschieden waren, die nach den letzteren berechneten secundlich abgeflossenen Wasserquantitäten Q schon um 12 bis 19% von einander differiren, so wird jedem Hydrauliker einleuchten, dass mit Rücksicht auf die von uns bei den einzelnen Formeln nachgewiesenen Unrichtigkeiten bei der Anwendung dieser Formeln auf grössere, in Flüssen erbaute Stauwehre, man noch weit mehr differirende, ja selbst ganz unrichtige Berechnungsresultate erhalten wird, daher schon von mehreren Hydraulikern der Wunsch ausgesprochen wurde, dass es einem Fachmanne bald gelingen möge, zur Berechnung der Abflussverhältnisse an den Stauwehren neue mathematisch richtige hydraulische Formeln zu entwickeln, aus welchen die theilweise auch schon früher erkannten Unrichtigkeiten der bisherigen Formeln eliminirt wären.

Prüfung der Formeln für die Berechnung der Wasserabströmungen an den unvollkommenen Ueberfällen.

Bevor wir in die Prüfung der für die unvollkommenen Ueberfälle bisher aufgestellten Formeln eingehen, müssen wir uns erlauben, hier einen Lehrsatz aus der Hydraulik anzuführen, auf welchen man die Aufstellung der nachfolgenden Formeln basirt hat.

Wenn zwei grosse Wasserbehälter ACA_1B und $CDBD_1$ mit stillstehendem Wasser (Fig. 7) durch eine verticale Wand CB getrennt sind, in welcher die Ausflussöffnung G mit einem Flächeninhalte a angebracht und der Zu- und Abfluss in den beiden Reservoirs der Art geregelt ist, dass ungeachtet der Einströmung des Wassers aus dem ersten Behälter in den zweiten durch die Oeffnung a die beiden Wasserspiegel AC und EF, mithin auch die Wasserstände h_1 und h_2 über dem Schwerpunkte der Oeffnung a constant unverändert verbleiben, so hat man durch Versuche nachgewiesen, dass wegen des hydrostatischen Gegendruckes h_2 des stillstehenden Wassers im zweiten Behälter, die Geschwindigkeit des durch die Oeffnung a durchfliessenden Wassers aus der Formel

$$v = \mu \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$ gefunden wird.

Mit Rücksicht auf die vorstehend angegebene Art des Wasserausflusses durch untertauchte Oeffnungen, haben die Hydrauliker bei Aufstellung ihrer Formeln zur Berechnung der, bei den in Flüssen eingebauten unvollkommenen Ueberfällen oder Grundwehren abströmenden secundlichen Wasserquantitäten die nachstehenden Annahmen gemacht.

Wenn in einem Flusse, dessen Längenprofil in Fig. 8, Taf. I, gezeichnet ist, ein Wehr LM eingebaut wird, dessen Ueberfallkante L um das Maass $KL = FN = H_1$ unter dem constanten Spiegel des Unterwassers KFG liegt, und wenn ferner durch dieses Wehr der ursprüngliche Wasserspiegel JG im oberen Flussbette bis zur Linie AC, also auf die Höhe $CO = H$ über der Ueberfallkante L, resp. um die Höhe $CO - JO = (H - H_1)$ gestaut wird, so kann die über das Grundwehr LM abströmende secundliche Wassermenge Q aus zwei Theilen bestehend gedacht werden, und zwar das eine Wasserquantum, welches durch den oberen Theil der Oeffnung EK frei in die Luft ausströmt und nach einer der früher besprochenen Formeln berechnet werden kann, dann das zweite Wasserquantum, welches durch den unteren untertauchten Theil der Oeffnung KL mit der gleichmässigen Druckhöhe $(H - H_1)$ in das Unterwasser abströmt, wobei zugleich vorausgesetzt wurde, dass das Letztere gegen die Ausflussöffnung KL in seiner ganzen Tiefe einen ebenso grossen hydrostatischen Gegendruck ausübt, als wenn dasselbe ganz stillstehend wäre.

Dass die obige erste Annahme unrichtig ist, haben wir schon nachgewiesen, indem das durch die Oeffnung EK frei in die Luft ausströmende Wasserquantum aus den früher besprochenen 13 Formeln nicht mit Genauigkeit berechnet werden kann.

Bezüglich der Unrichtigkeit der zweiten Annahme müssen wir hier einen eingehenden Beweis liefern, weil wir die hiebei citirten Lehrsätze und Versuchsergebnisse bei den späteren Entwicklungen unserer neuen Formeln benützen werden.

Es ist jedem Hydrauliker bekannt, dass, wenn in einem vertical stehenden Gefässe $ABCD$, wie dasselbe in Fig. 10a dargestellt ist, das Wasser durch eine Bodenöffnung CD ausströmt, in dem Falle, wenn der obere Wasserspiegel MM_1 mit einem grossen Wasserreservoir in Verbindung steht, also als stillstehend angenommen werden kann, alsdann der hydraulische Druck an einer beliebigen Wandstelle des Gefässes, gleich ist dem hydrostatischen Drucke an derselben Stelle, weniger der Geschwindigkeitshöhe des daselbst vorbeifliessenden Wassers.*)

Wenn in einem sehr verengten Querschnitte EF des Gefässes das Wasser mit grosser Geschwindigkeit v_1 durchströmt, so dass die Geschwindigkeitshöhe daselbst $\left(\frac{v_1^2}{2g}\right)$ grösser wird, als der hydrostatische Druck h_1 auf den Punkt F, so ist der resultirende hydraulische Druck auf diesen Punkt nach dem obigen Satze $\left(h_1 - \frac{v_1^2}{2g}\right)$ negativ, d. i. nach innen des Gefässes ziehend. Wenn man nun im Punkte F in die Gefässwand eine an beiden Enden offene Glasröhre FGJ einsetzt und das untere Ende derselben in ein mit Wasser gefülltes Gefäss $KLNQ$ einstellt, so erfolgt durch den obigen Zug eine Aufsaugung des Wassers aus dem Gefässe in die Röhre, und zwar auf eine Höhe $ab = \left(\frac{v_1^2}{2g} - h_1\right)$.

Da in einem horizontalen Querschnitte EF alle Drucke des Wassers nach allen Seiten gleich gross sein müssen, so ist es einleuchtend, dass eine gleiche Aufsaugung ab erfolgen wird, ob die Glasröhre FGJ an ihrem Ende bei c, oder aber an ihrer unteren Fläche bei e geöffnet ist. Wir können sonach den früheren Satz auch noch dahin ergänzen, dass das in einem Gefässe von einer Oeffnung e in einer Glasröhre mit der Geschwindigkeit v_1 abfliessende Wasser in dieser Glasröhre eine Nachsaugung von der Höhe $ab = \left(\frac{v_1^2}{2g} - h_1\right)$ bewirkt.

Um die Grösse der Stosskraft des in einem breiten Gerinne LML_1M_1, Fig. 10b, mit der Geschwindigkeit v fliessenden Wassers gegen eine in dasselbe eingesetzte Fläche CD zu ermitteln, deren genaue Bestimmung bisher nicht gelungen ist, hat Dubuat mehrere Versuche angestellt und

*) Hydromechanik von Rühlmann, S. 211 und 214.

hiebei gefunden, dass der hydraulische Druck auf die Hinterfläche CD gleich ist dem auf dieselbe wirkenden hydrostatischen Drucke h, weniger $0{,}67 \frac{v^2}{2g}$, daher auch hier das abfliessende Wasser eine Nachsaugung von der Höhe $0{,}67 \frac{v^2}{2g}$ bewirkte.*)

Dass diese Nachsaugung kleiner gefunden wurde, als im vorstehenden Absatze, Fig. 10 *a*, dürfte dem Umstande zuzuschreiben sein, dass dieselbe nicht in einem geschlossenen Gefässe, sondern in einem offenen Gerinne erfolgt, dann dass die hinter der Fläche CD entstehenden und an dieselbe anschlagenden Wasserwirbel, einen Theil der Nachsaugung des abfliessenden Wassers aufheben.

Der Hydrotechniker Darcy hat bei den vorgenommenen Geschwindigkeitsmessungen in einem Canale, die von ihm verbesserte Pitot'sche Röhre in das mit der Geschwindigkeit v fliessende Wasser nacheinander auf die in Fig. 10 *c* dargestellte Art so eingestellt, dass das untere, unter einem rechten Winkel umgebogene und conisch zulaufende Ende der Glasröhre einmal gegen das zufliessende Wasser, dann senkrecht auf die Richtung des letzteren, endlich auch in die Richtung des abfliessenden Wassers selbst gestellt worden ist, wobei Darcy in den zwei letzteren Fällen die nachstehenden Resultate erhielt.**)

Durch die Nachsaugung des vor der Rohröffnung vorbeifliessenden Wassers, wurde der hydrostatische Wasserstand in der Glasröhre um die Höhe $h_2 = 0{,}678 \frac{v^2}{2g}$, und durch die Nachsaugung des unmittelbar von der Rohröffnung abfliessenden Wassers, um die Höhe $h_3 = 0{,}434 \frac{v^2}{2g}$ unter den Wasserspiegel im Canale herabgezogen.

Da die Nachsaugung des abfliessenden Wassers in derselben Wasserschichte und in demselben Punkte offenbar gleich gross sein muss, so ist es unwahrscheinlich, dass diese Nachsaugung beim Vorbeifliessen vor der Rohröffnung grösser sein sollte, als wenn das Wasser unmittelbar von der Oeffnung selbst abströmt, und der Grund der obigen Differenz dürfte nur darin liegen, dass im letzteren Falle durch den eingestellten Körper der Pitot'schen Röhre der daselbst fliessende Wasserstrang unterbrochen und hiedurch die Kraft seiner Nachsaugung aus der Röhre vermindert wird.

Dass Darcy bei seinen Messungen mit der Pitot'schen Röhre die Nachsaugungen des abfliessenden Wassers kleiner fand, als beim Durchflusse des Wassers in dem Gefässe Fig. 10 *a*, und selbst auch

*) Rühlmann's Hydromechanik, S. 596.

**) Rühlmann's Hydromechanik, S. 383.

kleiner als bei den Versuchen von Dubuat im Gerinne Fig. 10 *b*, dürfte nur dem Umstande zuzuschreiben sein, dass die Kraft der Nachsaugung an der sehr kleinen conischen Mündungsöffnung, durch die Reibung, Cohäsion und Capillarität des Wassers in den Glasröhren mit einem kleinen Durchmesser, dann auch durch die Widerstände in der rechtwinkligen Biegung der Röhre, zum Theile absorbirt wird.

Bis zu jenem Zeitpunkte, wo man über den fraglichen Gegenstand durch neuerliche Versuche genauere Daten erhalten wird, können wir die Grösse der Nachsaugungen des abfliessenden Wassers, nach den Versuchsresultaten von Dubuat mit $0{,}67 \frac{v^2}{2g}$ mit voller Beruhigung annehmen.

Da es nun offenbar ist, dass auch bei den in Flüssen erbauten unvollkommenen Ueberfällen, Grundwehren und Grundschleusen der hydrostatische Gegendruck des abfliessenden Unterwassers auf den untertauchten Theil der Ausflussöffnung KL, Fig. 8, um die Grösse der Nachsaugung $0{,}67 \frac{v^2}{2g}$ vermindert, mithin durch diese Oeffnung ein grösseres Wasserquantum ausströmen wird, so ist es einleuchtend, dass die von den Hydraulikern für den Wasserabfluss bei den in Flüssen erbauten unvollkommenen Ueberfällen, Grundwehren und Grundschleusen unter der Annahme aufgestellten Formeln, dass das Unterwasser als stillstehend und in seiner ganzen Tiefe einen hydrostatischen Gegendruck auf die Ausflussöffnung ausübend betrachtet werden kann, also auch keine Nachsaugung ausübt, ganz unrichtig sein müssen.

Wir wollen nun die von den Hydraulikern für die unvollkommenen Ueberfälle und Grundwehre in Flüssen aufgestellten Formeln einzeln näher prüfen.

Dubuat hat unter den früher angegebenen unrichtigen Annahmen und Voraussetzungen die nachstehende Formel aufgestellt:

$$14)\quad Q = \tfrac{2}{3}\,\mu\, b\,(H - H_1)\sqrt{2g\,(H - H_1)} + \mu_1\, b\, H_1 \sqrt{2g\,(H - H_1)}\ ^{*)}$$

Redtenbacher bemerkt, dass die genaue Berechnung der Ausflussquantitäten Q bei den unvollkommenen Ueberfallwehren mit unüberwindlichen Schwierigkeiten verbunden sei; er rathet deshalb, sich mit einer rohen Annäherung zu begnügen und hat, indem er die obige Formel von Dubuat beibehielt, nur für die Ausflusscoefficienten die auf Schätzung beruhenden constanten Werthe $\tfrac{2}{3}\mu = 0{,}57$ und $\mu_1 = 0{,}62$ angesetzt. Seine Formel lautet sonach:

$$15)\quad Q = 0{,}57\, b\,(H - H_1)\sqrt{2g\,(H - H_1)} + 0{,}62\, b\, H_1 \sqrt{2g\,(H - H_1)}.$$

---

*) Wegen leichterer Uebersicht werden wir in den nachfolgenden Formeln eine gleiche Buchstabenbezeichnung der Wehrdimensionen und Wasserstandshöhen einführen.

In den beiden obigen Formeln stellt das erste Glied die durch den oberen Theil der Oeffnung $DK = (H - H_1)$ mit der Druckhöhe $CJ = (H - H_1)$ frei in die Luft ausströmende Wassermenge vor, welches jedoch laut den früheren Nachweisungen bei einem zufliessenden Oberwasser unrichtig ist. Das zweite Glied, welches die durch den getauchten unteren Theil der Oeffnung $KL = H_1$ mit der Druckhöhe $(H - H_1)$ in das Unterwasser abfliessende secundliche Wassermenge angibt, ist gleichfalls unrichtig, weil in demselben auf die Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers und auf die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers keine Rücksicht genommen wurde. Herr Rühlmann bemerkt, dass es rathsam sei, von der Gleichung 15 keinen Gebrauch zu machen.

Die obige Befürchtung Redtenbacher's war überdies unbegründet, da es uns gelungen ist, auf den Grundprincipien der Hydrostatik und der Hydraulik basirend, Formeln analytisch zu entwickeln, nach welchen man die über die unvollkommenen Ueberfallwehre abströmenden secundlichen Wasserquantitäten mit thunlichster Genauigkeit berechnen kann.

Lesbros hat auf Veranlassung des französischen Kriegsministeriums in den Jahren 1829/34 ausgedehnte Versuche über die Wasserabströmung bei den unvollkommenen Ueberfällen durchgeführt und hiebei mit Zugrundelegung der einfachen Formel

$$Q = \mu\, b\, H \sqrt{2\, g\, (H - H_1)},$$

für die verschiedenen Wasserstandsverhältnisse $\left(\frac{H - H_1}{H}\right)$ die bei diesen Versuchen gefundenen Werthe von μ in vielen Tabellen zusammengestellt.

Die obige Formel ist jedenfalls noch unrichtiger als jene 14, weil in derselben auch noch die ganz falsche Annahme gemacht wurde, dass in der ganzen Höhe H der Ausflussöffnung, also sowohl der frei in die Luft ausströmende, ebenso wie auch der in das Unterwasser abfliessende Wasserkörper mit der ganz gleichen Geschwindigkeit $\sqrt{2\, g\, (H - H_1)}$ ausfliesst.

Die nach dieser unrichtigen Formel berechneten secundlichen Abflussquantitäten Q sollten nach der Ansicht von Lesbros durch die Multiplication mit den aus seinen Versuchen angegebenen Coefficienten μ richtiggestellt werden, was jedoch offenbar unmöglich ist, da diese Coefficienten μ überdies eine grosse Unregelmässigkeit zeigen.

Herr Bornemann hat in den Jahren 1866, 1867 und 1869 mit unvollkommenen Ueberfällen von 1,135 m Breite, dann 1871 und 1872 mit solchen Ueberfällen von 0,551 m und 0,801 m Breite, Versuche durchgeführt und hierauf die nachstehende Formel aufgestellt:

$$16)\;.\;\left\{\begin{array}{l} Q = b\sqrt{2\, g}\Big\{{}^2/_3\, \mu \left[\left(H - H_1 + \frac{c^2}{2\, g}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2\, g}\right)^{\frac{3}{2}}\right] + \\ \qquad + \mu\, H_1 \left(H - H_1 + \frac{c^2}{2\, g}\right)^{\frac{1}{2}}\Big\} \end{array}\right.$$

in welcher

$$\mu = 0{,}702 - 0{,}2226 \sqrt{\frac{H - H_1}{b}} + 0{,}1845 \left(\frac{H_1}{H}\right)^2$$

und

$$\left(\frac{c}{2\,g}\right)^2 = \frac{1}{2\,g}\left(\frac{Q}{b\,T}\right)^2$$

die Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers angegeben ist. Das erste rechtseitige Glied in der obigen Formel stellt die durch den oberen Theil der Oeffnung $D\,K$ (Fig. 8) frei in die Luft ausströmende Wassermenge vor und stimmt mit der Formel 4 vollkommen überein, daher demselben auch die daselbst angeführten Mängel anhaften.

Das zweite Glied der obigen Formel soll jene Wassermengen angeben, welche durch den unteren Theil der Oeffnung $K\,L = H_1$ mit der im Punkte K erlangten Geschwindigkeit $\sqrt{2\,g\left(H - H_1 + \frac{c^2}{2\,g}\right)}$ in das Unterwasser abfliesst, daher letzteres als stillstehend angenommen wurde, was jedoch unrichtig ist.

Der Werth des für die freie und für die getauchte Ausströmung irrigerweise als gleich gross angenommenen Coefficienten μ wurde als eine Function der Wasserstandsverhältnisse und der Ueberfallbreite b dargestellt. Mit diesem Coefficienten könnten jedoch — falls er auch richtig wäre — die aus der obigen Formel erhaltenen unrichtigen Berechnungsresultate nicht corrigirt werden.

Ausser den von Rühlmann vorstehend angeführten hydraulischen Formeln muss man der Vollständigkeit wegen auch noch jene hier anführen und einer näheren Prüfung unterziehen, welche in den Lehrbüchern der Wasserbaukunst von den Autoren angegeben worden sind, da die ausübenden Ingenieure sich meistens jener hydraulischen Formeln bedienen, welche in diesen Lehrbüchern empfohlen wurden.

Ober-Baurath G. Hagen hat in seinem vortrefflichen Handbuche der Wasserbaukunst, und zwar in der ersten Auflage vom Jahre 1844, dann auch in der zweiten Auflage vom Jahre 1853 für die Abströmung des Wassers über einen vollkommenen Ueberfall die nachstehende Formel aufgestellt:

$$m = {}^2/_3\, \mu\, b\, H \sqrt{4\, g\, H}.$$

Da das Wasser indessen schon mit der Geschwindigkeit c ankommt und in Folge derselben noch die Wassermenge $m_1 = b\,c\,H$ über das Wehr fliesst, so wird die ganze Wassermasse sonach betragen:

17) . . . . $M = m + m_1 = b\,H\left({}^4/_3\, \mu \sqrt{g\,H} + c\right)$.*)

*) Hagen hat in seinen obigen Formeln mit g den von einem freifallenden Körper in der ersten Zeitsecunde zurückgelegten Weg, nicht aber die erlangte Geschwindigkeit bezeichnet, welche letztere, wie allgemein bekannt, zweimal so gross als der zurückgelegte Weg ist.

In dem zu Berlin im Jahre 1861 erschienenen Lehrbuche: „Leitfaden für den Unterricht im Wasserbaue“ von Kirn, Oberstlieutenant a. D. hat der Verfasser die vorstehende Formel Hagen's unverändert abgedruckt.

Nachdem wir schon in unserem, im Vorworte citirten Vortrage vom Jahre 1864 die totale Unrichtigkeit der obigen Formel ausführlich nachgewiesen hatten, liess Hagen in der dritten neu bearbeiteten Auflage seines vorerwähnten Werkes vom Jahre 1871 die obige unrichtige Formel fallen und hat im zweiten Theile: „Die Ströme“, für die Berechnung der bei den vollkommenen Ueberfällen secundlich abströmenden Wassermengen, wenn das Oberwasser schon mit der Geschwindigkeit c an das Wehr herantritt, die nachstehende Formel angegeben:

17) . . . $$M = {}^4/_3 \mu . b \sqrt{g} \left[\left(H + \frac{c^2}{4g}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{4g}\right)^{\frac{3}{2}}\right],$$

welche mit der früher von Eytelwein und von Weisbach aufgestellten Formel 4 vollkommen übereinstimmt und sonach dieselben Mängel als die letztere enthält.

Zur Berechnung der bei den unvollkommenen Ueberfällen oder Grundwehren abströmenden Wassermengen hat Hagen in der citirten dritten Auflage seines Werkes keine Formel angegeben, sondern nur die nachstehende Bemerkung gemacht:

„Derjenige Theil der Wassermasse, die über dem Unterwasser austritt, bildet einen vollkommenen Ueberfall und ist den vorstehenden Andeutungen gemäss zu berechnen. Zwischen dem Unterwasser und dem Wehrrücken strömt aber ausserdem noch das Wasser unter gleichem Drucke fort, also mit einer Geschwindigkeit, die der Niveaudifferenz zwischen dem Ober- und Unterwasser als Druckhöhe entspricht.“

Die letztere Angabe setzt voraus, dass das abfliessende Unterwasser keine Nachsaugung auf das ausfliessende Wasser bewirkt und ebenso wie ein stillstehendes Unterwasser in seiner ganzen Tiefe einen hydrostatischen Gegendruck auf die Ausflussöffnung ausübt, was jedoch unrichtig ist.

Herr Ober-Baurath Max Becker hat in seinem Werke: „Der Wasserbau in seinem ganzen Umfange“, dritte verbesserte und vermehrte Auflage vom Jahre 1873, zur Berechnung der bei den Wehren in Flüssen vorkommenden Fälle die nachstehenden Formeln angegeben.

Kommt das Wasser vor dem vollkommenen Ueberfallwehre schon mit einer Geschwindigkeit c an, so ist die mittlere Geschwindigkeit des überströmenden Wassers $v = \mu \sqrt{2g\left(\frac{4}{9} H + \frac{c^2}{2g}\right)}$, daher die über das Wehr abströmende secundliche Wassermenge

$$18a) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = \mu \, b \, H \sqrt{2 g \left(\frac{4}{9} H + \frac{c^2}{2 g}\right)}$$

ist.

Zur Berechnung des in einem Flusse über einen unvollkommenen Ueberfall oder über ein Grundwehr abströmenden secundlichen Wasserquantums hat Becker die nachstehende Formel angegeben:

$$18 b) \quad Q = \mu \, b \, H \sqrt{2 g \left(\frac{4}{9} H + \frac{c^2}{2g}\right)} + \mu_1 \, b \, x \sqrt{2 g \left(H + \frac{c^2}{2 g}\right)},$$

in welcher H die Aufstauung des Ober- über dem Unterwasser und x die Höhe des letzteren über der Wehrkrone bezeichnet. Der erste Theil der obigen Formel stellt also die vom Oberwasser bis zum Spiegel des Unterwassers frei abströmende Wassermenge nach seiner ersteren Formel vor, und der zweite Theil soll jene Wassermenge angeben, welche zwischen dem Unterwasserspiegel und der Wehrkrone mit der gleichmässigen Druckhöhe $\left(H + \frac{c^2}{2 g}\right)$ in das Unterwasser abfliesst.

Nachdem Herr Becker in seinen beiden Formeln die unbegründeten Annahmen gemacht hat, dass bei den vollkommenen Ueberfällen in Flüssen die Zuflussgeschwindigkeit nur auf die Ausflussöffnung einen hydraulischen Druck ausübt, ferner dass die mittlere Ausströmungsgeschwindigkeit in der ganzen Höhe der Ausflussöffnung einer Wasserdruckhöhe von $\left(\frac{4}{9} H + \frac{c^2}{2 g}\right)$ entspreche, endlich dass bei den unvollkommenen Ueberfällen und bei den Grundwehren das abfliessende Unterwasser ebenso wie das stillstehende in seiner ganzen Tiefe einen hydrostatischen Gegendruck auf die Ausflussöffnung ausübe, so können diese beiden Formeln des Herrn Becker nicht als richtig bezeichnet werden.

In dem Handbuche der Ingenieurwissenschaften, III. Band: „Der Wasserbau“, herausgegeben von L. Franzius und Ed. Sonne, Leipzig 1883, wurde das VII. Capitel: „Stauwerke“ von K. Pestalozzi, Professor am Polytechnicum in Zürich, sehr ausführlich bearbeitet.

Der genannte Verfasser hat für die Berechnung der bei den Ueberfällen abströmenden secundlichen Wassermengen die nachstehenden Formeln empfohlen, und zwar bei den vollkommenen Stauwehren:

$$19 a) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = {}^2/_3 \, \varphi_1 \, b \sqrt{2 g} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

und bei den unvollkommenen oder Grundwehren:

$$19 b) \; Q = b \sqrt{2 g} \left[({}^2/_3 \, \varphi_1 \, h_1 + {}^2/_3 \, \varphi_1 \, k + \varphi_2 \, a) \sqrt{(h_1 + k)} - {}^2/_3 \, \varphi_1 \, k \sqrt{k}\,\right]$$

Die letztere Formel kann auch in der nachstehenden einfacheren Form geschrieben werden:

$$19 b) \; Q = {}^2/_3 \, \varphi_1 \, b \sqrt{2 g} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \varphi_2 \, b \, a \sqrt{2 g} \sqrt{(h_1 + k)}.$$

In den beiden Formeln haben die neu eingeführten Buchstaben die nachstehenden Bezeichnungen:

h_1 die Aufstauung des Oberwassers in der ersten Formel über der Wehrschwelle und in der zweiten über dem abfliessenden Unterwasserspiegel,

a die Höhe des letzteren über der Wehrschwelle,

k die Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers, daher $k = \left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$,

φ_1 der Ausflusscoefficient für das frei in die Luft ausströmende Wasser und φ_2 dieser Coefficient für den getauchten Theil der Ausflussöffnung.

Bei näherer Betrachtung der beiden obigen Formeln findet man, dass die erste Formel und auch das erste Glied der zweiten Formel mit der Formel 4 von Weisbach identisch sind, daher denselben alle jene Mängel anhaften, die wir schon früher bei der letzteren aufgezählt haben.

Das zweite Glied der Formel 19 *b* soll jene Wassermenge darstellen, welche durch den getauchten Theil *a* der Oeffnung in das Unterwasser einströmt. Auch dieses Glied der Formel ist jedoch unrichtig, weil in demselben weder der Einfluss der Dimensionen und der Configuration des Wehres auf die Ausflussgeschwindigkeit, noch der geringere hydrostatische Gegendruck des abfliessenden Unterwassers in Rechnung gezogen wurden.

Mit den vorstehenden Auseinandersetzungen glauben wir die Beweise geliefert zu haben, dass die von uns angeführten 16 älteren und neueren Formeln zur Berechnung der Abflussverhältnisse bei den vollkommenen und unvollkommenen Ueberfallwehren entweder auf unrichtigen Principien und Hypothesen basirt oder nur aus den im kleinen Maassstabe durchgeführten Versuchen empirisch abgeleitet worden sind, daher man nach diesen Formeln weder die über die Wehren abströmenden secundlichen Wassermengen, oder wenn die im Flussbette zufliessenden Wasserquantitäten bekannt sind, weder die Wehrdimensionen noch die Aufstauhöhen mit Verlässlichkeit berechnen kann.

Zur Berechnung der aus Grundschleusen in Flussbetten, dann der aus Schützenöffnungen in Gerinne ausströmenden Wasserquantitäten, haben die meisten Hydrauliker die für die Berechnung des Ausflusses aus grossen Wasserreservoirs entwickelten Grundgleichungen 2 oder 3 angewendet, hiebei also auf den hydraulischen Druck des zufliessenden Oberwassers, dann auf die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers keine Rücksicht genommen, daher man auch für diese Wasserausströmungen nach den Grundgleichungen 2 und 3 keine verlässlichen Resultate erhalten kann.

Bezüglich der von den Experimentatoren und Hydrotechnikern für ihre Formeln aufgestellten oder empfohlenen Ausflusscoefficienten μ, muss hier noch bemerkt werden, dass die meisten der genannten Autoren in der Erkenntniss, dass die bei den bisherigen Versuchen an kleinen Ueberfällen und Schützenöffnungen gefundenen Ausflusscoefficienten bei der Anwendung ihrer Formeln auf grössere, in Flüssen erbaute Wehre und Grundschleusen nicht mehr passen, den Antrag gestellt haben, die Ausflusscoefficienten weit grösser zu wählen, und zwar $\mu = 0{,}60$—$0{,}95$, daher der ausübende Ingenieur nicht nur bei der Wahl der für die richtige Lösung des ihm gegebenen Problems entsprechenden Formel, sondern auch bei der Wahl des diesem Probleme passenden Coefficienten μ in Verlegenheit gerathet.

Um den geehrten Lesern die Unverlässlichkeit und Unrichtigkeit der bisherigen, zur Berechnung der bei den unvollkommenen Ueberfällen und Grundschleusen abströmenden secundlichen Wassermengen aufgestellten Formeln an einem concreten Falle darzulegen, erlauben wir uns die Berechnungsresultate, welche bei der Behandlung eines sehr wichtigen Problems aus der jüngsten Zeit erzielt wurden, hier in Kürze vorzuführen.

Der Gemeinderath der Stadt Wien hat am 7. December 1885 zur Prüfung des vom Stadtbauamte verfassten Projectes für die Regulirung und Einwölbung des Wienflusses innerhalb des Stadtgebietes sechs hydrotechnische Experten eingeladen und dieselben um die Erstattung eines Gutachtens ersucht.

Aus dem mit dem Berichte vom Juni 1886 veröffentlichten Gutachten ist nun Folgendes ersichtlich. Von den Experten wurde als die erste und wichtigste Aufgabe erkannt, dasjenige secundliche Wasserquantum zu ermitteln, welches bei dem höchsten in diesem Jahrhunderte im Wienflusse eingetretene Hochwasser am 18. Mai 1851 zur Zeit der Culmination abgeflossen ist, um nach diesem Quantum die Grösse des Durchflussprofils für die Einwölbungsöffnungen des Flussbettes zu bestimmen.

Als der nächste Anhaltspunkt zur Berechnung des obigen Hochwasserquantums wurde das im Wienflussbette bestandene Gumpendorfer Ueberfallwehr auserwählt, zumal bei demselben die Niveauhöhen des besagten Hochwassers aus den im Stadtbauamte erliegenden Längen- und Querprofilen ersichtlich sind.

Auf Grundlage der erhobenen Wasserstandshöhen des Oberwassers $H = 2{,}52$ m und des Unterwassers $H_1 = 0{,}40$ m über der Wehrkrone, dann unter der Voraussetzung, dass wegen der Krümmung des Flusslaufes am rechtsseitigen Ufer und der daselbst befindlichen Grundablässe das Hochwasser über das 66,04 m lange Wehr nur in einer Länge von 44 m mit voller Geschwindigkeit abgeströmt ist, haben die Experten das beim Hochwasser am 18. Mai 1851 über diesen Theil des genannten Wehres abgeflossene secundliche Wasserquantum nachstehend berechnet.

Nach der Formel von Dubuat (14) und seinem Ausflusscoefficienten $\mu = \mu_1 = 0{,}633$ das $Q_1 = 325\ m^3$.

Nach der Formel von Lesbros und seinem Coefficienten $\mu = 0{,}420$ das . . . . . $Q_2 = 300\ m^3$.

Nach der Formel von Bornemann (16) und seinem Coefficienten $\mu = 0{,}659$ das ..... $Q_3 = 430\,\mathrm{m}^3$.

Es differiren sonach die berechneten Abflussquantitäten untereinander um ..... $130\,\mathrm{m}^3$, also um 43%.

Die Wassermenge, welche während jenes Hochwassers gleichzeitig durch die bei dem besagten Wehre angebrachten zwei Grundablässe von 4,25 m Breite und 4,18 m Höhe pro Secunde abgeflossen ist, haben die Experten nach den Formeln von Lesbros und Poncelet, Dubuat, Weisbach, dann nach der für Ansatzgerinne geltenden Formel berechnet und hiebei die nachstehenden Werthe erhalten: $Q_4 = 163\,\mathrm{m}^3$, $182\,\mathrm{m}^3$, $217\,\mathrm{m}^3$, $142\,\mathrm{m}^3$ und $168\,\mathrm{m}^3$, daher die grösste Differenz zwischen diesen Werthen $75\,\mathrm{m}^3$, also ca. 50% beträgt. Nachdem die Experten als Mittel des obigen Ausflussquantums $Q_4 = 162\,\mathrm{m}^3$, ferner das über den linksseitigen 22,04 m langen Theil des Wehres abgeflossene secundliche Wasserquantum mit $Q_5 = 58\,\mathrm{m}^3$ angenommen haben, erhielten sie das gesammte, während des besagten Hochwassers über das Gumpendorferwehr pro Secunde abgeflossene Wasserquantum als Minimum $Q_2 + Q_4 + Q_5 = 520\,\mathrm{m}^3$ und als Maximum $Q_3 + Q_4 + Q_5 = 650\,\mathrm{m}^3$, daher die Differenz zwischen diesen zwei Werthen $130\,\mathrm{m}^3$ oder 25% beträgt.

Ein anderes Mitglied der Experten hat das am 18. Mai 1851 über die ganze Länge des Gumpendorferwehres abgeströmte secundliche Hochwasserquantum mit Beibehaltung der früher ausgewiesenen Dimensionen und Wasserstandshöhen auch noch nach der Formel von Pestalozzi (19*b*) und seinen Coefficienten $\varphi_1 = 0{,}83$ und $\varphi_2 = 0{,}62$ berechnet und hiebei $Q_6 = 506\,\mathrm{m}^3$ gefunden, daher mit Einrechnung des durch die zwei Grundschleusen abgeflossenen Quantums von ca. $Q_4 = 162\,\mathrm{m}^3$ die gesammte secundliche Abflussmenge beim besagten Hochwasser sich mit $Q_6 + Q_4 = 668\,\mathrm{m}^3$ herausstellen würde. Angesichts dieser so bedeutenden Differenzen der nach den verschiedenen Formeln der genannten Autoren erhaltenen Berechnungsresultate waren die Experten bemüssigt, das beim Hochwasser am 18. Mai 1851 im Wienflusse innerhalb der Stadt abgeflossene secundliche Wasserquantum noch in anderer Weise zu rechnen, um wenigstens einen wahrscheinlichen Mittelwerth zu erhalten, welcher schliesslich mit $Q = 600\,\mathrm{m}^3$ angenommen wurde.

§. 3.

Entwicklung der neuen genauen Formeln für die Berechnung der Wasserabströmungen über die in Flüssen erbauten vollkommenen Ueberfallwehre.

Die neuen Formeln für die Berechnung der Abströmung des Wassers über die in Flüssen hergestellten vollkommenen Ueberfallwehre sollen zunächst unter der Voraussetzung entwickelt werden, dass das Wehr senkrecht auf die Richtung des Flusslaufes mit beiderseitigen Flügelwänden und einer horizontalen Ueberfallschwelle nebst einer

Vorderböschung erbaut ist, ferner dass das Oberwasser schon mit einer namhaften Geschwindigkeit vor der Ausflussöffnung ankommt, endlich dass das gesammte im Flussbette zufliessende Wasser über das Wehr auch abströmen muss. Die auf Taf. I, Fig. 2, 4, 5 und 6 gezeichneten Figuren stellen den Grundriss, das Längen- und das Querprofil eines Flusslaufes $A\,A\,D\,D$ dar, in welchem das Wehr $A_1\,E\,F\,D_1$ mit Flügelwänden erbaut ist, für welche Anlagen wir ein- für allemal die nachstehenden Buchstabenbezeichnungen einführen:

$A\,D = A_2\,D_2 = B$ wäre die mittlere Breite des Flussbettes oberhalb des Wehres, wobei wir wegen der Vereinfachung der Berechnung (so wie in Fig. 6) ein rechtwinkliges Querprofil annehmen;

$E\,F = b$ die Breite, resp. die lichte Weite der Ueberfallöffnung;

$E_1\,E_2 = k$ die Höhe der Ueberfallschwelle E_1 über der Flussbettsohle;

c die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher das Oberwasser unmittelbar vor dem Wehre ankommt;

$G\,J = H$ die Höhe der Aufstauung des ungesenkten Spiegels des Oberwassers über der Wehrkrone E_1;

$A\,A_1 = E\,E_2 = T = (H + k)$ in Fig. 3 ist die Wassertiefe unmittelbar oberhalb des Wehres;

Q das im Flusse anlangende und über das Wehr abströmende secundliche Wasserquantum;

φ der Winkel, welchen die erhöhten, vom Wasser nicht überronnenen Wehrflügel mit den abwärtigen Flussufern einschliessen;

Ψ der Winkel, unter welchem die stromaufwärtige Wehrböschung gegen die Flussbettsohle angelegt wurde;

g die Geschwindigkeit eines freifallenden Körpers am Ende der ersten Zeitsecunde, d. i. die Acceleration oder die Beschleunigung der Schwerkraft;

γ das Gewicht eines Kubik-Meter Wassers;

μ der Ausflusscoefficient.

Aus den vorstehenden Wehrdimensionen und Wasserstandshöhen folgt zunächst, dass

$$Q = B\,(H + k)\,c = B\,T\,c,$$

also

$$c = \frac{Q}{B\,(H + k)} = \frac{Q}{B\,T}$$

ist.

Die Projectionen der Wehrflügel auf die Richtung des Wehres sind:

$$A_2\,E = F\,D_2 = \left(\frac{B - b}{2}\right).$$

Der aufgestaute Oberwasserspiegel $A\,G$, Fig. 4, hat meistens nur ein geringes Gefälle, und nimmt man an, dass das mit der Geschwindigkeit c ankommende Oberwasser, die den einwirkenden hydrostatischen und hydraulischen Drückungen entsprechende grössere Geschwindigkeit erst unmittelbar oberhalb der Wehrkrone E_1 in allen Schichten plötzlich erlangen sollte, so würde der Oberwasserspiegel $A\,G$ bis E reichen und von dort an nach einem parabolischen Bogen $E\,N\,M$ abströmen.

In der Wirklichkeit beginnt jedoch die Beschleunigung des Wassers schon eine kurze Strecke vor dem Wehre im Punkte G, daher der Wasserspiegel eine grössere Neigung $G\,O$ erlangt und das Wasser nach der Linie $G\,O\,N_1\,M$ sich ergiesst. Nachdem die Beschleunigung des Wassers zuerst durch das Gefälle $E\,O$ und dann durch die Druckhöhe $O\,E_1$ bewirkt wird und es offenbar ganz gleich ist, ob die durch die ganze Druckhöhe $E\,E_1$ erzeugte Beschleunigung des Wassers denselben Werth schon vom Punkte G an allmälig oder von der Linie $E\,E_1$ an plötzlich erlangt, wie solches auch in der That bei einem Wasserstrahle stattfindet, welcher aus der in einer verticalen Wand eines grossen, mit ruhigem Wasser gefüllten Reservoirs befindlichen Schützenöffnung ausfliesst, so ist einleuchtend, dass die nach der Linie $G\,O\,N_1\,M$ effectiv abströmende Wassermenge genau so gross ist, als wenn dieselbe hypothetisch nach der Linie $G\,E\,N\,M$ abfliessen würde.

Wegen Vereinfachung der nachfolgenden Entwicklungen können wir also mit voller Berechtigung die Sache so auffassen, als wenn das Wasser seine Beschleunigung erst in der Linie $E\,E_1$ plötzlich erlangen, daselbst in der ganzen Höhe $E\,E_1 = H$ ausfliessen und nach der Linie $G\,E\,N\,M$ abströmen würde.

Die Grösse der Druckhöhe H des ausströmenden Wassers wird von einem oberhalb des Wehres gelegenen, noch ungesenkten Punkte G des Wasserspiegels über der Wehrschwelle E_1 gemessen, welche Höhe durch die verticale Linie $G\,J$ auf einer durch den Punkt E_1 gedachten horizontalen Linie $E_1\,K$ dargestellt ist.

Um die aus der Wehröffnung ausströmende secundliche Wassermenge nach hydrodynamischen und mathematischen Grundprincipien rationell berechnen zu können, muss man vorerst alle hydrostatischen und hydraulischen Drücke des Oberwassers, und zwar zunächst jene, welche auf die ganze Wehranlage, sodann jene, welche aus den ersteren auf die einzelnen Schichten der Ausflussöffnung wirken, genau ermitteln, indem die mittleren Geschwindigkeiten des in diesen Schichten ausfliessenden Wassers, sodann aber auch das ganze secundlich ausströmende Wasserquantum nur auf Grund der resultirenden Drücke mit Verlässlichkeit berechnet werden können.

Die auf die ganze Wehranlage und auf die Ausflussöffnung wirkenden Kräfte können nun wie folgt berechnet werden:

1. Vor der Ausflussöffnung $E\,F\,E_1\,F_1$, Fig. 6, steht das Oberwasser in der Höhe $E\,E_1 = H$ und übt zunächst einen hydrostatischen Druck aus, welcher in der obersten Schichte E noch Null und nach abwärts gleichmässig zunehmend, in der untersten Schichte $E_1 = H$ ist,

daher dieser Druck, welchen wir mit p_1 bezeichnen wollen, durch das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma dargestellt werden kann, dessen Basis und Höhe gleich H und dessen Länge gleich b ist, sonach $p_1 = \gamma \frac{b H^2}{2}$ sein wird.

2. Denken wir uns im Flussbette oberhalb des Wehres vorläufig nur das Wasserprisma $KELF$, Fig. 2, vom Querschnitte der Ausflussöffnung $b H$ mit der mittleren Geschwindigkeit c fliessend, das übrige Wasser im Bette aber erstarrt, so beträgt der hydraulische Druck dieses Wassers gegen die Oeffnung

$$p_2 = \gamma b H \frac{c^2}{2g} = \gamma \frac{bH}{2g} \left(\frac{Q}{B(k+H)} \right)^2,$$

welcher Druck in allen Längen- und Höhenschichten der Oeffnung gleich gross ist und durch das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma dargestellt werden kann, dessen Länge gleich b, die Höhe gleich H und die Breite gleich

$$\frac{c^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B(k+H)} \right)^2 \text{ sind.}$$

3. Das an den beiden Seiten des Flussbettes in der auf den senkrechten Querschnitt $A_2 D_2$ projicirten Breite der Wehrflügel $A_2 E$ und $D_2 F$ bis zur Kappbaumhöhe $E_3 F_3$, Fig. 6, mit der Geschwindigkeit c fliessende Oberwasser wird gegen die beiden Wehrflügel einen Stoss oder hydraulischen Druck ausüben, welchen wir zunächst genau ermitteln müssen. Die Wassermenge q, welche an den beiden Uferseiten gegen die Wehrflügeln fliesst, findet man:

$$q = c \left(\frac{B - b}{2} \right) H.$$

In den Abhandlungen über die Lehre vom Wasserstosse (Weisbach's Experimental Hydraulik 1855, §. 423) findet man den nachstehenden Lehrsatz nachgewiesen:

Wenn Wasser in einem von drei Seiten eingeschlossenen Gerinne mit der Geschwindigkeit c fliesst und in diesem Gerinne auf eine feste ruhende Fläche stösst, so ist die Stosskraft oder der hydraulische Druck dieses Wassers ebenso gross, wie jener eines isolirten Wasserstrahles von demselben Querschnitte, wie das Wasser im Gerinne, also:

$$= \gamma F \frac{c^2}{g} = \gamma q \frac{c}{g},$$

wenn F den Querschnitt des im Gerinne fliessenden Wassers und q die secundliche Quantität des letzteren bezeichnen.

Aus dieser Formel ist ersichtlich, dass der hydraulische Druck des gegen eine feste Wand fliessenden *Wassers zweimal so gross ist, als wenn dasselbe gegen eine offene Oeffnung strömen würde.*

Da aber das längs den Flussufern gegen die Wehrflügel fliessende Wasserquantum q keine festen Begrenzungen hat und dieses Wasser gegen die Ausflussöffnung leicht abgelenkt wird, so können wir die Stosskraft des Wassers q nur eben so gross als gegen eine offene Oeffnung annehmen und diese mit p_3 bezeichnen, also

$$p_3 = \gamma\, q \frac{c}{2g} = \gamma \frac{H c^2}{2g} \left(\frac{B-b}{2}\right)$$

setzen, welche Kraft man sich in der Schwerpunktslinie ef, Fig. 2, des Gerinnes vereinigt wirkend vorstellen und $p_3 = e_1 f$ auftragen kann. Bezüglich der Ablenkung dieses Wasserprisma gegen die Ausflussöffnung muss berücksichtigt werden, dass die längs den Ufern fliessenden Wasserfäden um den ganzen Winkel φ von ihrer ursprünglichen Stromrichtung abgelenkt werden, wogegen die längs den Begrenzungslinien KE und LF des Mittelwassers fliessenden Wasserfäden fast gar keine Ablenkung erleiden, um in die Ausflussöffnung zu gelangen, daher man den *mittleren Ablenkungswinkel* für die sämmtlichen in den Seitenprofilen AA_1KE und DD_1LF fliessenden Wasserfäden mit $\frac{1}{2}\varphi$, also nach den Linien lf annehmen kann.

Zerlegt man den hydraulischen Druck $p_3 = e_1 f$ in die zwei Kräfte lf und nf_1, so zeigt lf den Druck an, welcher sich gegen die Ausflussöffnung fortpflanzt, und nf den Wasserdruck, welcher auf die Ufer, die Wehrflügel und die Einwurzelungen der letzteren in das Ufer ausgeübt wird.

Die Kraft lf erhält nach dem Kräfteparallelogramme den nachstehenden Werth:

$$lf = e_1 f \cos \tfrac{1}{2}\varphi = p_3 \cos \tfrac{1}{2}\varphi = \gamma\, q \frac{c}{2g} \cos \tfrac{1}{2}\varphi.$$

Das mit der obigen Stosskraft zur Ausflussöffnung gelangende Wasser q kann in der Richtung lfl_1 nicht weiterfliessen, sondern wird von dem durch die Oeffnung strömenden Wasser in die Richtung il_1 senkrecht auf das Wehr abermals abgelenkt.

Zerlegt man nun die Stosskraft $lf = f_1 l_1$ in die zwei Kräfte il_1 und ml_1, so wird

$$il_1 = f_1 l_1 \cos \tfrac{1}{2}\varphi = \gamma\, q \frac{c}{2g} \overline{\cos \tfrac{1}{2}\varphi}^{\,2},$$

also jener Theil der Stosskraft sein, welcher von dem gegen einen Wehrflügel fliessenden Wasser *senkrecht auf die Ausflussöffnung* ausgeübt wird, wogegen die zweite Kraft ml_1 die Contraction der ausströmenden Wasserstrahlen an den Seitenwänden der Ausflussöffnung bewirkt.

Wenn dagegen $b = B$ ist, also der Ueberfall keine Wehrflügel hat, so ist q mithin auch $e_1 f = 0$, sonach auch $m l_1 = 0$ sein wird, daher bei solchen Ueberfällen keine Seitencontractionen vorkommen.

Da nun das gegen den zweiten Wehrflügel fliessende Wasser einen gleichen Druck $i l_1$ ausübt, so wird der vorentwickelte hydraulische Druck des gegen die beiden Wehrflügel fliessenden Wassers doppelt so gross sein, und bezeichnen wir denselben mit p_4, so ist

$$p_4 = 2\, i l_1 = \gamma\, q \frac{c}{g} \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^2 = \gamma\, H \frac{c^2}{g} \left(\frac{B-b}{2}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^2.$$

Diese Gleichung stellt sonach den gesammten hydraulischen Druck vor, welchen das auf die beiden Wehrflügel zuströmende Wasser senkrecht auf die Ausflussöffnung ausübt und hiedurch eine Beschleunigung der ausströmenden Geschwindigkeit bewirkt.

Da dieser Druck auf alle Höhenschichten der Ausflussöffnung als gleichmässig vertheilt angenommen werden kann, so kann derselbe auch als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma von der Länge b, von der Höhe H und einer noch unbekannten Dicke d angesehen werden, welche letztere aus der Gleichung:

$$\gamma\, b\, H\, d = p_4, \text{ also } d = \frac{p_4}{\gamma\, b\, H} \text{ oder } d = \frac{c^2}{b\, g} \left(\frac{B-b}{2}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^2$$

berechnet werden kann.

4. Nun müssen wir noch den hydraulischen Druck oder Stoss untersuchen, welchen das im unteren Flussbettquerschnitte $E_3\, F_3\, A_2\, D_2$, Fig. 6, fliessende Wasserquantum $q_1 = B\, k\, c$ auf den unteren festen Theil des Wehres, resp. auf die unter einem Winkel Ψ ansteigende Böschung desselben $D\, w$, Fig. 4, ausüben wird. Nachdem das vorbesagte Wasserquantum in einem vollkommen geschlossenen Gerinne fliesst, so kann der hydraulische Druck dieses Wasserkörpers auf die Wehrböschung mit $p_5 = \gamma\, q_1 \frac{c}{g} = \gamma \frac{c^2}{g} B k$ angenommen werden, welchen Druck man sich in der Schwerpunktsachse $0_1\, 0_4$ des Wasserkörpers vereinigt wirkend vorstellen kann.

Da der vorbesagte Wasserdruck gegen die Ausflussöffnung abgelenkt wird, so muss berücksichtigt werden, dass die untersten, auf der Flussbettsohle streichenden Wasserfäden längs der Wehrböschung, also unter einem Winkel Ψ abgelenkt werden, wogegen die obersten Fäden dieses Wasserprisma fast ohne Ablenkung in die Ausflussöffnung gelangen, daher für die sämmtlichen Wasserfäden in diesem Querprofile $B k$ der mittlere Ablenkungswinkel mit $\frac{1}{2}\Psi$, also nach der Linie $u\, w$, Fig. 4, angenommen werden kann.

Wird der vorstehende hydraulische Druck p_5 als eine lineare Grösse $o_3\, o_2$ aufgetragen, so kann man sich denselben in die zwei Kräfte

$r\,o_2$ und $u\,o_2$ zerlegt denken, wovon die erstere auf das Flussbett, auf die Wehrböschung $D\,w$ und auf den im Wehrwinkel $C\,D\,w$ befindlichen Wasserkörper drückt und die letztere gegen die Ausflussöffnung wirkt, welche nach dem Kräfteparallelogramme die nachstehende Grösse erhält:

$$u\,o_2 = o_3\,o_2 \cos \tfrac{1}{2}\,\Psi = p_5 \cos \tfrac{1}{2}\,\Psi = \gamma \frac{c^2}{g}\,B\,k \cos \tfrac{1}{2}\,\Psi.$$

Dieser Wasserdruck setzt sich bis zur Ausflussöffnung fort und hat offenbar die Tendenz, das Wasser nach der Richtung $o_2\,w$ über die Wehrkrone E_1 zu heben. Da jedoch diesem Drucke das Gewicht des über die Wehrkrone E_1 abströmenden Wassers nach der verticalen Linie $r_1\,w$ entgegenwirkt, so kann man, wenn der frühere Wasserdruck $u\,o_2$ von u_1 nach w aufgetragen wird, die aus diesen beiden Kräften resultirende horizontale Kraft $w_1\,w$, welche wir mit p_6 bezeichnen wollen, aus dem Kräftenparallelogramme finden, und zwar:

$$p_6 = w_1\,w = u_1\,w \cos \tfrac{1}{2}\,\Psi = p_5\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}}^{\,2}\,\Psi = \gamma \frac{c^2}{g}\,B\,k\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}}^{\,2}\,\Psi.$$

Dieser hydraulische Druck des im unteren Flussbettquerschnitte $E_3\,F_3\,A_2\,D_2$, Fig. 6, fliessenden Wassers wirkt horizontal und senkrecht auf die Ausflussöffnung offenbar in der Art, dass derselbe an der Wehrkrone am grössten ist und in den oberen Schichten abnimmt, also am Wasserspiegel als Null angenommen werden kann.

Hienach kann der auf die ganze Ausflussöffnung wirkende Druck p_6 auch als das Gewicht eines vor der letzteren liegenden dreiseitigen Wasserprisma von der Länge b und der Höhe H dargestellt werden, dessen untere unbekannte Breite β aus der Gleichung:

$$\gamma\,\beta\,b\,\frac{H}{2} = p_6, \text{ also } \beta = \frac{2\,p_6}{\gamma\,b\,H} = \frac{2\,c^2\,B\,k}{b\,g\,H}\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}}^{\,2}\,\Psi$$

gefunden wird.

Es hat wohl seine Richtigkeit, dass der hydraulische Druck, welcher auf die unter den Wehrflügeln gelegenen Theile des Wehres wirkt, nur in schiefer Richtung gegen die Wehrkrone $E_1\,F_1$ gelangen kann, die abgesonderte Berechnung dieser hydraulischen Drucke würde indessen sehr complicirt sein, wobei ihr Resultat gegen den früher berechneten resultirenden Druck p_6 nur unbedeutend verschieden wäre.

Die früher berechneten hydrostatischen und hydraulischen, auf die Ausflussöffnung wirkenden Drucke p_1, p_2, p_4 und p_6 wollen wir der Deutlichkeit wegen in der abgesonderten Fig. 5, welche der mit Hilfslinien versehenen Fig. 4 ganz gleich ist, graphisch darstellen, da hiedurch sowohl die Uebersicht dieser Kräfte, als auch die Berechnung der durch ihre Gesammtwirkung in jeder Schichtenhöhe erzeugten Ausströmungsgeschwindigkeiten wesentlich erleichtert wird.

In der Fig. 5 wird zunächst vor der Ausflussöffnung $E E_1$ der hydraulische Druck gegen die letztere $p_2 = \gamma\, b\, H \frac{c^2}{2g}$ verzeichnet, indem man die Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ von E nach O und von E_1 nach R aufträgt, daher das Gewicht des Wasserprisma $E\, O\, E_1\, R$ von der Länge b die Grösse des auf die Ausflussöffnung wirkenden hydraulischen Druckes $p_2 = b\, H \frac{c^2}{2\, g}$ darstellen wird.

Der von den beiderseitigen Wehrflügeln auf die Ausflussöffnung abgelenkte und in allen Schichten gleich grosse hydraulische Druck p_4 kann nach dem ad 3 Gesagten als das Gewicht eines vierseitigen Prisma dargestellt werden, wenn man in Fig. 5

$$O\, O_1 = R\, R_1 = d = \frac{p_4}{\gamma\, b\, H} \text{ oder } d = \frac{c^2}{b g} \left(\frac{B - b}{2}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^{\,2}$$

setzt, so wird das Gewicht des vor der Ausflussöffnung liegenden Wasserprisma $O\, O_1\, R\, R_1$ mit der Länge b und der Höhe H, die Grösse des hydraulischen Druckes p_4 darstellen.

Der hydrostatische Druck auf die Ausflussöffnung $p_1 = \mu \frac{b\, H^2}{2}$ wird, wenn man die Höhe $O_1\, R_1$ und die Basis $R_1\, S$ gleich der Höhe H der Ausflussöffnung macht, durch das Gewicht des dreiseitigen Wasserprisma $O_1\, R_1\, S$ mit der Länge b dargestellt.

Macht man endlich nach dem ad 4 Gesagten die Basis $S\, T = \beta = \frac{2\, c^2\, B\, k}{b\, g\, H} \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{\,2}$, so wird das Gewicht des dreiseitigen Wasserprisma $O_1\, S\, T$ von der Länge b, den hydraulischen Druck p_6 darstellen. Die Summe der vier verzeichneten Wasserprismen bildet das trapezförmige grössere Wasserprisma $E\, O_1\, T\, E_1$ von der Länge b, dessen Gewicht auch die Summe der vier Kräfte darstellt, welche auf die Ausflussöffnung horizontal und senkrecht wirken, und zwar in der Art, dass jede in dem genannten Prisma gezogene horizontale Linie, z. B. $V\, W$ den ganzen Wasserdruck im Punkte W anzeigt, aus welchem dann die in diesem Punkte stattfindende Ausströmungsgeschwindigkeit berechnet werden kann.

Um nun diese Geschwindigkeiten zu berechnen, wollen wir die Trapezlinie $T\, O_1$ bis U verlängern und der Kürze wegen noch die nachstehenden Bezeichnungen einführen. Die Höhe der Hilfslinie $U\, E$ sei z, die Tiefe einer beliebigen Horizontallinie $V\, W$ unter dem Oberwasserspiegel $E\, W = x$, der im Punkte W vorhandene Wasserdruck $V\, W = y$ und die diesem Drucke entsprechende Ausflussgeschwindigkeit $W\, W_1$ sei v. Ferner bezeichne man die Grösse des Wasserdruckes am Oberwasserspiegel $E\, O_1$ mit s und diesen Gesammtdruck an der Ueberfallschwelle

$E_1\,T$ mit s_1. Zunächst erhält man aus der Aehnlichkeit der Dreiecke $U E O_1$ und $U E_1\,T$ die Proportion:

$$UE : E O_1 = U E_1 : E_1\,T$$

oder

$$z : s = (z + H) : s_1$$

hieraus ist

$$z = \frac{s H}{s_1 - s}.$$

Ferner findet man aus der Aehnlichkeit der Dreiecke $U W V$ und $U E_1\,T$ die Proportion:

$$U W : V W = U E_1 : E_1\,T$$

oder

$$(z + x) : y = (z + H) : s_1,$$

hieraus

$$y = s_1 \left(\frac{z + x}{z + H}\right),$$

sonach

$$v = \mu \sqrt{2 g y} = \mu \sqrt{2 g s_1 \left(\frac{z + x}{z + H}\right)}.$$

Die im Punkte W durch einen sehr schmalen Schlitz $d x$ mit der Geschwindigkeit v ausströmende Wassermenge wird demnach sein:

$$d Q = b v d x = \mu . b\, d x \sqrt{2 g s_1 \left(\frac{z + x}{z + H}\right)}.$$

Um das gesammte aus der Oeffnung $E E_1$ ausströmende secundliche Wasserquantum Q zu erhalten, muss die vorstehende Gleichung in den Grenzen $x = o$ bis $x = H$ integrirt werden.

$$\int_{x=H}^{x=o} d Q = Q = \mu . b \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}} \int_{x=H}^{x=o} (z + x)^{\frac{1}{2}} d x = {}^2/_3\, \mu . b \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}}\, (z + x)^{\frac{3}{2}} +$$
$$+ \text{const.}$$

Für $x = o$ wird auch $Q = o$, daher die Constante $=$

$$= - {}^2/_3\, \mu . \mathrm{b} \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}} . z^{\frac{3}{2}},$$

und wenn für die Constante dieser Werth in die obige Gleichung substituirt, dann auch $x = H$ gesetzt wird, so erhält man die gesammte aus der Ausflussöffnung $E E_1$ in einer Secunde ausströmende Wassermenge und zwar:

$$Q = {}^2/_3\, \mu . b \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}}\, (z + H)^{\frac{3}{2}} - {}^2/_3\, \mu . b \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}} . z^{\frac{3}{2}}$$

oder

$$Q = {}^2/_3\, \mu . b \sqrt{\frac{2 g s_1}{z + H}} \left[(z + H)^{\frac{3}{2}} - z^{\frac{3}{2}}\right].$$

Setzt man anstatt z seinen Werth $\left(\frac{H s}{s_1 - s}\right)$ ein und führt die entsprechenden Rechnungsoperationen und Reductionen durch, so erhält man die nachstehende zur Berechnung der secundlich ausströmenden Wassermenge dienende einfache Grundformel:

$$20) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = {}^2/_3 \, \mu \, b \sqrt{2 g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

In dieser Formel bezeichnet $s = E\,O_1$ die Summe aller hydraulischen Drucke am Wasserspiegel und $s_1 = E_1\,T$ die Summe aller hydraulischen und hydrostatischen Drucke in der untersten Schichte an der Wehrkrone E_1, daher dieselben nach den früheren Berechnungen die nachstehenden Werthe haben:

$$s = \frac{c^2}{2 g} + \frac{c^2}{b g} \left(\frac{B - b}{2}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^{\,2}$$

oder

$$20) \quad . \quad . \quad \begin{cases} s = \frac{1}{2 g} \left(\frac{Q}{B (k + H)}\right)^2 \left[1 + \left(\frac{B - b}{b}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^{\,2}\right] \text{ und} \\ s_1 = s + H + \frac{2 B k}{b g H} \left(\frac{Q}{B (k + H)}\right)^2 \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{\,2}. \end{cases}$$

Da bei der Entwicklung der vorstehenden drei Grundformeln genau berücksichtigt und in Rechnung gezogen worden ist, welchen hydraulischen Druck das zufliessende Oberwasser auf die Ausflussöffnung und auf die festen Theile des Wehres ausübt, ferner welchen Einfluss die Dimensionen und die Gestalt der einzelnen Wehrtheile, sowie auch das Verhältniss der Breite und Fläche der Ausflussöffnung, zur Breite und Querschnittsfläche des oberen Flussbettes auf die Ausflussgeschwindigkeit, mithin auch auf die secundlich ausströmende Wassermenge ausüben, so kann man wohl erwarten, dass die nach diesen drei Formeln berechneten Resultate weit richtiger und den factischen Verhältnissen entsprechender sein werden, als die so sehr differirenden Resultate, welche man auf Grund der bisherigen, vorstehend besprochenen 11 verschiedenen Formeln erhalten würde.

Um die Richtigkeit der neuen Formeln auch jenen geehrten Lesern zu veranschaulichen, welche keine Zeit haben, den ganzen Entwicklungsgang zu prüfen und alle Rechnungsoperationen durchzuführen, werden wir noch die Grundgleichung 20 zergliedern und die Resultate derselben graphisch vorzeichnen.

Die Grundgleichung 20 kann auch in nachstehender Form geschrieben werden:

$$Q = {}^2/_3 \, \mu \, b \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) s_1 \sqrt{2 g s_1} - {}^2/_3 \, \mu \, b \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) s \sqrt{2 g s}.$$

Da wir bei den früheren Entwicklungen gezeigt haben, dass die Hilfslinie $UE = z = \left(\frac{sH}{s_1 - s}\right)$, also $\left(\frac{H}{s_1 - s}\right) = \frac{z}{s}$ ist, ferner $z + H = = \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) + H = \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) s_1$, also auch $\left(\frac{H}{s_1 - s}\right) = \left(\frac{z + H}{s_1}\right)$ wird, so erhält die obige Gleichung auch die nachstehende Form:

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, (z + H) \sqrt{2\, g\, s_1} - {}^2/_3\, \mu\, b\, z \sqrt{2\, g\, s}.$$

Da nun $\sqrt{2\, g\, s_1}$ und $\sqrt{2\, g\, s}$ die Ausflussgeschwindigkeiten in den Punkten E_1 und E darstellen, welche den Druckhöhen $T E_1 = s_1$ und $O_1 E = s$ entsprechen, so stellt das erste Glied der obigen Gleichung jenes Wasserquantum vor, welches in der ganzen Höhe $U E_1 = (z + H)$ nach der in der Fig. 5 eingezeichneten parabolischen Gestalt $U N M E_1$ ausströmen würde, wogegen das zweite Glied das Wasserquantum $U N E$ darstellt, um welches das erstere Quantum vermindert werden muss, weil aus der Ueberfallöffnung $E E_1$ thatsächlich nur der Wasserkörper $E M N E_1$ ausströmt.

Wird der bisherigen Annahme der meisten Hydrauliker gemäss nur der unmittelbar auf die Ausflussöffnung wirkende hydraulische Druck berücksichtigt, so würde unter dieser Annahme das Wasser nach der parabolischen Gestalt $E N_1 M_1 E_1$ ausströmen, wobei die Ausflussgeschwindigkeit in E gleich c und im Punkte $E_1 = \sqrt{2\, g \left(H + \frac{c^2}{2\, g}\right)}$ wäre. Wir ersehen nun aus der Fig. 5, dass in Folge der Einwirkungen des auf die Wehrflügel, dann auf den unteren Theil des Wehres ausgeübten hydraulischen Druckes gegen die Ausflussöffnung, das secundliche Ausflussquantum um das Körpermaass $N_1 N M M_1$ factisch grösser ist, als es die betreffenden Autoren nach ihren Formeln bisher berechnet haben.

Aus den vorstehenden drei Grundgleichungen 20 kann man nicht nur das über ein vollkommenes Ueberfallwehr abströmende secundliche Wasserquantum Q, sondern auch in dem Falle, wenn die in einem Flussbette abfliessende Wassermenge Q bereits bekannt und die zu erzielende Stauhöhe H des Oberwassers fixirt wäre, die hiefür erforderlichen Dimensionen des Wehres b oder k berechnen, oder aber auch ermitteln, welche Stauhöhen H durch ein in einem Flussbette erbautes Wehr von gegebenen Dimensionen bei den verschiedenen Wasserständen, resp. Zuflussquantitäten erzeugt werden.

Nachdem die Zusammenziehung der aufgestellten drei Formeln in eine Gleichung, dann die Ordnung derselben nach einer der gesuchten unbekannten Grössen Q, H, b oder k zu complicirt wäre, so gelangt man schneller zum Ziele, wenn man für die gesuchte Unbekannte nach und nach Näherungswerthe in die drei Gleichungen einsetzt und für dieselben die Berechnungen durchführt, worauf man dann aus den erhaltenen

Differenzen der Resultate mittelst der Regula falsi den richtigen Werth für die gesuchte unbekannte Grösse findet.

Wir wollen nun noch untersuchen, wie die vorstehend entwickelten Grundgleichungen 20 für die in der Praxis vorkommenden, verschiedenartig erbauten vollkommenen Ueberfallwehre sich modificiren werden.

A. Ist ein Wehr geradlinig und senkrecht auf den Flusslauf mit einer verticalen Wand gegen das Oberwasser erbaut und ist blos der mittlere b breite Theil desselben für den Ueberfall des Wassers bestimmt, während die beiden erhöhten Wehrflügel vom Wasser nicht überronnen werden, so sind bei diesem Wehre die Winkel φ und $\Psi = 90^0$. Da nun $\cos \frac{1}{2} \varphi = \cos \frac{1}{2} \Psi = \cos 45^0 = \sqrt{\frac{1}{2}}$ ist, so erhält man durch die Substituirung dieser Werthe in die Grundgleichungen 20 für ein solches Wehr das secundlich abströmende Wasserquantum aus den nachstehenden Gleichungen:

$$21) \quad \ldots \left\{ \begin{aligned} s &= \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{B(k+H)}\right)^2 \left[1 + \left(\frac{B-b}{2b}\right)\right], \\ s_1 &= s + H + \frac{Bk}{bgH}\left(\frac{Q}{B(k+H)}\right)^2, \\ Q &= {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right]. \end{aligned} \right.$$

B. Für ein nach den früheren Angaben erbautes Wehr, jedoch ohne Wehrflügel, bei welchem also das Wasser über die ganze Wehrlänge abströmt, sonach $b = B$ ist, erhält man die nachstehenden Gleichungen:

$$22) \quad \ldots \left\{ \begin{aligned} s &= \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{b(k+H)}\right)^2, \\ s_1 &= s + H + \frac{k}{gH}\left(\frac{Q}{b(k+H)}\right)^2, \\ Q &= {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right]. \end{aligned} \right.$$

C. Wird ferner in einem Gerinne ein Wehr senkrecht auf die Richtung des Wasserlaufes ohne Wehrflügel derart erbaut, dass der Kappbaum in der Ebene der Gerinnsohle liegt, also die Winkel φ und Ψ, dann auch die Wehrhöhe $k = o$ und $b = B$ werden, so erhält man durch die Substituirung dieser Werthe in die Grundgleichung 20 für diesen Ueberfall die nachstehenden Gleichungen:

$$23) \quad \ldots \left\{ \begin{aligned} s &= \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{bH}\right)^2 = \frac{c^2}{2g}, \\ s_1 &= s + H = \frac{c^2}{2g} + H, \\ Q &= {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}} - \frac{c^2}{2g}\right]. \end{aligned} \right.$$

Wir sehen nun, dass die obige Gleichung für Q mit der Formel 4, welche Weisbach für die in Flüssen erbauten vollkommenen Ueberfallwehren aufgestellt hat, genau übereinstimmt.

Diese Uebereinstimmung ist von Wichtigkeit, da man hieraus ersieht, dass die Weisbach'sche Formel 4 nur für solche Ueberfälle richtige Resultate ergeben kann, welche ohne Wehrflügel in gleicher Breite mit dem Gerinne derart erbaut sind, dass die Ueberfallschwelle in gleichem Niveau mit dem Gerinneboden liegt, sonach keine festen Wehrtheile im Gerinnequerschnitte vorkommen, das Oberwasser also auch an keinen festen Bestandtheil des Wehres einen hydraulischen Druck ausüben kann, daher das im Gerinne fliessende Oberwasser entweder ganz frei in die Luft, oder in ein tiefer gelegenes Gerinne abströmt, wie dies in Fig. 9 dargestellt erscheint.

Da nun Wehre von der obigen Construction in einem Flusse nicht vorkommen und auch nicht erbaut werden können, so ist hiedurch abermals der Beweis geliefert, dass die von Weisbach aufgestellte und dann von vielen Hydraulikern zur Anwendung empfohlene Formel 4 zur Berechnung der über die Flusswehre abströmenden secundlichen Wasserquantitäten nicht anwendbar ist.

D. Alle vorstehenden Gleichungen wurden unter der Voraussetzung entwickelt, dass die gesammte im oberen Flussbette zufliessende Wassermenge über das Wehr abströmen muss. Wenn jedoch unmittelbar oberhalb des Wehres ein Theil des Oberwassers entweder durch einen Seitencanal JK oder durch die im Wehre EF angebrachte Grundschleuse GH abgeleitet wird, wie solches in Fig. 11 angedeutet ist, dann müssen die früher entwickelten Formeln dieser Wasserableitung entsprechend modificirt werden.

Die durch den Seitencanal oder durch die Grundschleuse abgeleitete secundliche Wassermenge q ist zunächst nach den Formeln, die wir später entwickeln werden, genau zu berechnen, daher die frühere Grundgleichung 20 die nachstehende Form erhalten wird:

$$24) \quad . \; . \; . \quad Q - q = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

In den Gleichungen für s und s_1 behält c den Werth $\left(\frac{Q}{B\,(k+H)}\right)$ nur dann, wenn das ganze Wasserquantum Q bis vor das Wehr mit der mittleren Geschwindigkeit c ankommt.

Die früher berechneten hydraulischen Drücke des Oberwassers gegen die Wehrflügel und gegen den unteren festen Theil des Wehres können jedoch bei gleichzeitiger Ausströmung des Wassers durch den Seitencanal oder durch die Grundschleusen modificirt werden, was aber nur auf Grundlage der Detailpläne der Wehranlage ermittelt werden kann.

Dass unsere vorstehend entwickelten Grundgleichungen 20 auch auf alle wie immer gestalteten vollkommenen Ueberfallwehre in Canälen und in Flüssen angewendet werden können, werden wir im nachfolgenden §. 4 zeigen.

§. 4.

Entwicklung der neuen Formeln zur Berechnung der Wasserabströmungen über vollkommene Ueberfallwehre, welche entweder in schiefer Richtung oder nach gebrochenen oder endlich nach gebogenen Linien in ein Flussbett eingebaut sind.

Wenn bei einem Flusse aus Anlass des Einbaues eines senkrecht auf den Flusslauf gestellten, mit bedingter Höhenlage des Kappbaumes versehenen Wehres, zur Zeit der Hochwässer eine zu grosse Aufstauung und hiedurch eine Ueberfluthung der Ufer besorgt wird, daher die Anlage eines möglichst langen Ueberfallwehres wünschenswerth erscheint, oder wenn man das gesammte, bei niedrigen Wasserständen im Flussbette strömende Wasser in den an einem Flussufer angebrachten Werkcanal abzuleiten wünscht, so werden alsdann die Stauwehre in einer schiefen Richtung auf den Flusslauf erbaut, wie dies in der Fig. 12 dargestellt ist, wo dann das Ueberfallwehr EF weit länger als die Flussbreite $FG = B$ sein wird, ferner die kleinen im Flussbette abfliessenden Wässer längs diesem Wehre in den Werkcanal JK leichter abgeleitet werden.

Für die Berechnung des bei den in schiefer Richtung angelegten Ueberfallwehren abströmenden Wassers haben bis jetzt nur wenige Hydrauliker versucht, hydraulische Formeln aufzustellen, welche jedoch ebenso unrichtig sind, als jene, welche diese Autoren für den Abfluss des Wassers über die senkrecht eingebauten Wehre ermittelt haben.

Boileau hat gelegentlich seiner hydrometrischen Arbeiten auch mehrere Versuche über die Abströmung des Wassers bei den schiefen, geneigten und nach gebrochenen Linien hergestellten Ueberfällen durchgeführt, für dieselben jedoch keine neuen Formeln aufgestellt, sondern jene von seinen Formeln angewendet, welche er für den, in einer senkrecht auf den Wasserlauf aufgestellten verticalen dünnen Wand angebrachten Ueberfall mit abgeschrägter scharfen Kante, welchen er als den Normalüberfall bezeichnete, entwickelt hat, worauf er die Coefficienten angab, mit welchen die für den entsprechenden Normalüberfall gefundenen Resultate multiplicirt werden müssen, um hieraus auch die bei den schiefen, geneigten oder gebrochenen Ueberfällen abströmenden secundlichen Wasserquantitäten zu erhalten.

Nachdem wir jedoch bereits früher nachgewiesen haben, dass die Formel Boileau's selbst für seinen Normalüberfall unrichtig ist und überdies bei den Wehren in Flüssen sehr viele Variationen bezüglich der schiefen Stellung, Neigung und Construction der Ueberfälle vorkommen, welche verschiedenen Fälle Boileau bei seinen Versuchen in kleinen Gerinnen und bei den schmalen Ueberfällen nicht berücksichtigen konnte, so ist hieraus ersichtlich, dass die Entwicklung genauer Formeln für diese verschiedenartig construirten Ueberfallwehre unerlässlich nothwendig ist.

Zuerst wollen wir für ein in einem Flusse $A\,A\,D\,D$, Fig. 12, erbautes schiefes Stauwehr $E\,F$, welches keine Flügel hat, jedoch gegen das Oberwasser mit einer sanften Böschung angelegt ist, die genaue Formel zur Berechnung des über dieses vollkommene Ueberfallwehr secundlich abströmenden Wasserquantums entwickeln, wobei wir die für unsere Berechnungen vorher gewählten Buchstabenbezeichnungen beibehalten.

Das im Flusse bis zur Wehrkappe, also in der Höhe H, mit der Geschwindigkeit c zufliessende Oberwasser $q = B\,H\,c$ übt gegen die Ausflussöffnung einen hydraulischen Druck aus, von der Grösse

$$p = \gamma\,B\,H\,\frac{c^2}{2\,g}.$$

Diesen Druck, welcher in allen Längen- und Höhenschichten der Ausflussöffnung gleich gross ist, können wir uns auch in der Achse $o_1\,e$ vereinigt wirkend denken und denselben durch die lineare Grösse $a\,e$ darstellen, also $a\,e = p = \gamma\,B\,\frac{H\,c^2}{2\,g}$ setzen.

Da dieser Druck $a\,e$ an der Wehrschwelle $E\,F$ unter einem Winkel φ anlangt, so können wir denselben in die zwei Kräfte $e\,g$ und $e\,f$ zerlegen, wovon nur die erstere auf den senkrechten Ueberstu rz des Wassers über die Wehrkrone wirkt und aus der Gleichung

$$e\,g = a\,e \sin\varphi = \gamma\,B\,\frac{H\,c^2}{2\,g} \cdot \sin\varphi$$

gefunden wird.

Wenn wir den obigen senkrechten Gesammtdruck auf die Ausflussöffnung $E\,F = \frac{B}{\sin\varphi}$ durch das Gewicht eines vierseitigen, vor der Ausflussöffnung $E\,F \times H = \frac{B\,H}{\sin\varphi}$ liegenden Wasserprisma darstellen wollen, so wird die Dicke d dieses Prisma aus der Gleichung

$$\gamma\,B\,H\,\frac{c^2}{2\,g}\,\sin\varphi = \gamma\,\frac{B\,H\,d}{\sin\varphi}$$

gefunden:

$$d = \frac{c^2}{2\,g}\,.\,\overline{\sin\varphi}^{\,2}\,.$$

Dieser hydraulische Druck wirkt am Wasserspiegel vor dem Wehre ganz allein, daher wir denselben, sowie bei der Entwicklung der Grundformeln 20 mit s bezeichnen, mithin $s = \frac{c^2}{2\,g}\,.\,\overline{\sin\varphi}^{\,2}$ setzen wollen.

Wenn wir die Fig. 5 als den Querschnitt des Wehres, jedoch nicht wie früher nach der Längenachse des Flusses, sondern senkrecht auf die Richtung des Wehres, also nach der Linie $e\,g$ annehmen, so ist das Rechteck $E\,O\,E_1\,R$, in welchem $E\,O = s$, der Querschnitt des vorbesprochenen, vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma. Das weitere Rechteck $O\,O_1\,R\,R_1$ in der Fig. 5, welches die Grösse des von den Wehrflügeln auf die Ausflussöffnung übertragenen hydraulischen Druckes darstellt, entfällt im vorliegenden Falle, da wir das schiefe Wehr ohne erhöhte Wehrflügel angenommen haben.

Der hydrostatische Druck des Oberwassers auf die Ausflussöffnung wirkt jederzeit senkrecht auf die Richtung der Ueberfallschwelle $E\,F$ und ist sonach gleich

$$\gamma\,E\,F\,.\frac{H^2}{2} = \gamma\,\frac{B\,H^2}{2\sin\varphi}.$$

Dieser Druck kann als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma angesehen werden, dessen Querschnitt schon bei der Ableitung der Grundgleichungen 20 mit dem rechtwinkligen gleichschenkligen Dreiecke $O_1\,R_1\,S$ in der Fig. 5 eingezeichnet wurde.

Laut der früheren Entwicklungen ad 4 für die Grundgleichungen 20 ist der gesammte hydraulische Druck des im unteren Querschnitte des Flussbettes bis zur Ueberfallschwelle fliessenden Oberwassers $p_5 = \gamma\,\frac{c^2}{g}\,B\,k$, welchen Druck man sich in der Schwerpunktachse $o_1\,o$, Fig. 12, vereint wirkend und durch die lineare Grösse $a_1\,o$ dargestellt denken kann.

Den auf die Böschung des unteren Wehrkörpers zunächst unter einem Winkel φ wirkenden Druck $a_1\,o$ kann man in die zwei Kräfte $o\,f_1$ und $o\,g_1$ zerlegen, und findet aus dem Kräfteparallelogramme die senkrecht auf die Böschung des Wehrkörpers wirkende Kraft

$$o\,g_1 = a_1\,o\sin\varphi = \gamma\,\frac{c^2}{g}\,B\,k\sin\varphi,$$

welche der in der Fig. 4 verzeichneten Kraft $o_2\,o_3$ entspricht.

Jener Theil dieser Kraft, welcher laut früherer Nachweisungen unter dem halben Winkel der Wehrböschung $= \frac{1}{2}\,\Psi$ aufwärts gegen die Ausflussöffnung wirkt, wird aus dem Kräfteparallelogramme gefunden, und zwar:

$$o_2\,u = u_1\,w = o_2\,o_3\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi = \gamma\,\frac{c^2}{g}\,B\,k\sin\varphi\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi.$$

Ebenso findet man den zufolge dieses Wasserdruckes horizontal und senkrecht auf die Auflussöffnung wirkenden hydraulischen Druck $w_1\,w$ aus dem Kräfteparallelogramme $r_1\,w\,u_1\,w_1$, und zwar:

$$w_1\,w = w\,u_1\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi = \gamma\frac{c^2}{g}\,B\,k\sin\varphi\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi}^{\,2}.$$

Da dieser Druck an der Wehrschwelle bei w am grössten ist und gegen den Wasserspiegel zu abnimmt, so kann man sich denselben als das auf die Ausflussöffnung drückende Gewicht eines dreiseitigen Wasserprisma von der Wehrlänge $\frac{B}{\sin\varphi}$, der Höhe H und der noch unbekannten Sohlenbreite β vorstellen, welch' letztere man aus der Gleichung findet:

$$w_1\, w = \gamma \frac{c^2}{g} B\, k \sin\varphi\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^2 = \gamma \frac{B\, H\, \beta}{2 \sin\varphi}$$

und hieraus

$$\beta = \frac{2\, c^2 k}{g\, H} \overline{\sin\varphi}^2\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^2.$$

Wenn wir nun, so wie bei der Entwicklung der Grundgleichungen 20 die Sohlenbreite β in der Fig. 5 von S nach T auftragen, so bildet das Dreieck $O_1\, S\, T$ den Querschnitt des drückenden dreiseitigen Wasserprisma.

Hienach wird der im Niveau der Wehrkrone wirkende gesammte hydraulische und hydrostatische Wasserdruck, welchen wir mit s_1 bezeichnet haben, die nachstehenden Werthe erhalten:

$$s_1 = E_1\, R + R_1\, S + S\, T = s + H + \frac{2\, c^2 k}{g\, H} \overline{\sin\varphi}^2\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^2.$$

Nachdem wir vorstehend die hydraulischen und hydrostatischen, auf die Ausflussöffnung an der Oberfläche des Wassers und an der Wehrschwelle wirkenden Drucke ermittelt haben, so findet man nach Durchführung einer bei der Entwicklung der Grundgleichungen 20 analogen Rechnungsoperation für die Berechnung des bei einem in schiefer Richtung auf den Flusslauf eingebauten Ueberfallwehre abströmenden secundlichen Wasserquantums die nachstehenden Formeln:

$$25) \quad . \quad . \quad \left\{ \begin{aligned} s &= \frac{c^2}{2\, g} \overline{\sin\varphi}^2 = \frac{1}{2\, g} \left(\frac{Q}{B\, (k + H)} \right)^2 \overline{\sin\varphi}^2, \\ s_1 &= s + H + \frac{2\, k}{g\, H} \left(\frac{Q}{B\, (k + H)} \right)^2 \overline{\sin\varphi}^2\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^2 \text{ und} \\ Q &= {}^2\!/_3\, \mu \frac{B}{\sin\varphi} \sqrt{2\, g} \left(\frac{H}{s_1 - s} \right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right]. \end{aligned} \right.$$

Wünscht man ein im Flussbette neu zu erbauendes Stauwehr in der Absicht zu verlängern, dass die Hochwässer nicht zu hoch anschwellen und dasselbe auch derart zu construiren, dass es gegen den Andrang der Hochwässer eine grössere Widerstandsfähigkeit erlange, wobei auch die über das Wehr abstürzenden Hochwässer von den beiderseitigen Flussufern mehr abgelenkt und in der Mitte des Bettes concentrirt werden sollen, endlich wenn oberhalb des Wehres an den beiderseitigen Flussufern Werkcanäle bestehen, in welche bei kleinen und bei mittleren

Wasserständen man gleiche Wasserquantitäten einzuleiten beabsichtigt, dann werden die Stauwehre häufig auch in nachstehender Weise angelegt:

1. Das Wehr besteht aus zwei von beiden Ufern nach stromaufwärts gerichteten Theilen, welche in der Mitte des Flussbettes zusammenstossen, wie dies in der Fig. 13 dargestellt ist.

2. Das Wehr ist, wie das unter 1 beschriebene, jedoch mit dem Unterschiede angelegt, dass die beiderseitigen schiefen Theile kürzer und miteinander durch ein senkrecht auf den Flusslauf hergestelltes Mittelstück verbunden sind, wie dies Fig. 14 *a* veranschaulicht.

3. Das Wehr ist nach einem über die ganze Flussbreite reichenden Kreissegmente erbaut, dessen convexe Seite stromaufwärts gerichtet ist, wie dies in Fig. 14 *b* dargestellt erscheint.

Die Formeln für die Berechnung der über die vorangeführten verschieden gestalteten Ueberfallwehre abströmenden secundlichen Wasserquantitäten, können aus den früher entwickelten Grundgleichungen 20 und 25 abgeleitet werden.

Bei dem Wehre, Fig. 13, wird man mit Rücksicht darauf, dass die auf die beiden schiefen Wehrtheile $A_1\,E$ und $E\,D_1$ wirkenden hydrostatischen und hydraulischen Drucke des Oberwassers, dem auf ein ganzes schiefes Wehr von der Neigung und Länge der beiden halben Wehrtheile wirkend gedachten Drucke gleich sind, die drei Formeln 25 auch zur Berechnung der über diese zwei Wehrtheile secundlich abströmenden Wassermenge anwenden können.

Wenn bei den nach einer gebrochenen Linie $A_2\,E_1\,F_1\,D_2$ oder nach einem Kreissegmente $A_3\,E_2\,F_2\,D_3$ erbauten Wehren, Fig. 14 *a* und 14 *b*, keine erhöhten Wehrflügel angebracht sind, also das Wasser in der ganzen Wehrlänge überstürzt, so muss man, um bei solchen Wehren die secundlich abströmenden Wasserquantitäten genau berechnen zu können, den Grundriss des Flussbettes $A\,A\,D\,D$ in drei Abtheilungen betrachten, und zwar zunächst den mittleren Theil $L\,L\,M\,M$, für welchen auch das etwas gebogene Mittelstück des Wehres $E_2\,F_2$ als gerade und senkrecht auf die Richtung des zufliessenden Oberwassers angesehen werden kann, ferner die zwei Theile des Flussbettes $A_3\,A_2\,L\,L$ und $D_3\,D_2\,M\,M$, in welchen drei Abtheilungen das Wasser in parallelen Fäden bis zum Wehre fliesst und sowohl über die Mittelstücke $E_1\,F_1$ oder $E_2\,F_2$, als auch über die beiderseitigen schrägen Wehrtheile frei abströmt, daher das Oberwasser auf die mittleren Theile der Ausflussöffnung einen senkrechten hydrostatischen und hydraulischen Druck auf die Wehrrichtung ausüben wird, daher das über diese mittleren Theile $E_1\,F_1$ oder $E_2\,F_2$ abströmende secundliche Wasserquantum Q_1 aus der Formel 20 gefunden wird:

$$26) \quad \ldots \quad Q_1 = {}^2\!/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right],$$

in welcher $b = E_1 F_1 = E_2 F_2$ ist, dann s und s_1 den nachstehenden Werth erhalten.

Der auf die Ausflussöffnung $E_1 F_1$ oder $E_2 F_2$ wirkende hydraulisc Druck des mit der Geschwindigkeit c zufliessenden Oberwassers ist nach den früheren Entwicklungen $p_2 = \gamma\, b\, H \frac{c^2}{2g}$, also die lineare Grösse desselben am Wasserspiegel auf die Längeneinheit des Ueberfalles reducirt:

$$26) \quad \ldots\ldots \quad s = \frac{c^2}{2g} = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{B(k+H)}\right)^2,$$

welchen Druck in der Fig. 5 die Linie $E\,O = E_1\,R$ darstellt.

Der weitere Druck $O\,O_1$, welcher von den Wehrflügeln herrührt, entfällt hier gänzlich, da letztere nicht vorhanden sind.

Den senkrecht auf die Ausflussöffnung wirkenden hydraulischen Druck des im unteren Querschnitte des Flussbettes fliessenden Wassers, haben wir nach der früheren Entwicklung ad 4 gefunden:

$$p_6 = \gamma \frac{c^2}{g}\, b\, k\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2,$$

nur wurde hier anstatt B das b gesetzt, weil im vorliegenden Falle nur der unter der Ausflussöffnung $E_1 F_1$ oder $E_2 F_2$ gelegene feste Wehrtheil in Rechnung zu ziehen ist.

Die Sohlenbreite des dreiseitigen, vor der Ausflussöffnung liegend gedachten Wasserprisma, welches dem Drucke p_6 entspricht, haben wir früher gefunden:

$$\beta = \frac{2\,c^2\,B\,k}{b\,g\,H} \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2,$$

und wird auch hier anstatt B das b gesetzt, so erhält man:

$$\beta = \frac{2\,c^2\,k}{g\,H} \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2.$$

Die Grösse des gesammten hydraulischen und hydrostatischen Druckes des Oberwassers in der untersten Wasserschichte der Ausflussöffnung, resp. an der Wehrschwelle, wie wir solche in der Fig. 5 dargestellt haben, findet man aus der Gleichung:

$$s_1 = E_1\,R + R_1\,S + S\,T = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{B(k+H)}\right)^2 +$$

$$+ H + \frac{2k}{g\,H}\left(\frac{Q}{B(k+H)}\right)^2 \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2,$$

oder auch:

$$26) \quad \ldots\ldots \quad s_1 = s + H + \frac{2k}{g\,H}\left(\frac{Q}{B(k+H)}^2\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2.$$

Aus diesen drei Gleichungen 26 kann nun die über den mittleren Theil des Wehres $E_1 F_1$ oder $E_2 F_2$ secundlich abströmende Wassermenge Q_1 berechnet werden.

Jene Wassermengen, welche längs der beiden Flussufer fliessen und über die schiefen Theile der Wehren abströmen, werden aus den Gleichungen 25 für schiefe Wehren in nachstehender Art berechnet.

Da die bei einem schiefen Wehre nachgewiesenen hydraulischen und hydrostatischen Drucke des Oberwassers am Wasserspiegel mit s und an der Wehrschwelle mit s_1 in den Gleichungen 25 auf die Längeneinheit des Wehres berechnet wurden, so werden selbe auch auf die schiefen Wehrtheile $A_2 E_1$ und $F_1 D_2$ oder $A_3 E_2$ und $F_2 D_3$ ebenso gross sein, wie solche in den Gleichungen 25 angegeben wurden.

Nachdem ferner die Länge eines jeden dieser Wehrflügel $= \left(\frac{B-b}{2 \sin \varphi}\right)$, also die Länge der beiden Flügel $= \left(\frac{B-b}{\sin \varphi}\right)$ ist, so findet man das über die zwei Wehrflügel $A_2 E_1$ und $F_1 D_2$ oder $A_3 E_2$ und $F_2 D_3$ abfliessende secundliche Wasserquantum Q_2 aus der Gleichung 25, wenn man in derselben für die ganze Wehrlänge $\left(\frac{B}{\sin \varphi}\right)$ die zwei Flügellängen $\left(\frac{B-b}{\sin \varphi}\right)$ substituirt, worauf man erhält:

$$26) \quad . \quad . \quad Q_2 = {}^2/_3\, \mu\, b \left(\frac{B-b}{\sin \varphi}\right) \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right].$$

Es wird sonach das gesammte, über ein nach einer gebrochenen Linie $A_2 E_1 F_1 D_2$ oder nach einem Kreissegmente $A_3 E_2 F_2 D_3$ erbautes Wehr abfliessende secundliche Wasserquantum betragen:

$$26) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = Q_1 + Q_2.$$

Wenn die Bedingung gestellt wird, dass durch ein im Flussbette für Mittelwässer erbautes Wehr, die Hochwässer nicht hoch aufgestaut werden, so hat man in neuerer Zeit die Wehren auch nach einer gebrochenen Linie $NOPR$, Fig. 15, erbaut, wobei die Länge des Mittelstückes des Ueberfalles OP nach Bedarf verlängert werden kann.

Bei der Anlage solcher Wehre werden die Dispositionen in nachstehender Art getroffen.

Die Länge der ersten Wehrabtheilung NO wird derart bemessen, dass das in der Flussbettabtheilung $A N O_1 O$ fliessende Wasser über das Wehr NO abströmen kann, wo dann auch die Längen OP und PR so bemessen werden müssen, dass dasjenige secundliche Wasserquantum, welches in der Flussbettabtheilung $O_1 O D U$ fliesst, über diese beiden Wehrtheile regelmässig abströmen kann.

Wenn die Ueberfallschwelle OP nach dem Gefälle des gestauten Wasserspiegels angelegt und die Ueberfallschwelle PR um dieses Gefälle tiefer als jene in NO hergestellt worden ist, so wird das gestaute Flusswasser annähernd mit der im Querprofile NU erlangten Geschwindigkeit bis zum Wehrtheile PR weiterfliessen und sowohl über denselben, als auch über den schrägen Wehrtheil OP in derselben Höhe H abströmen, wie über den Wehrtheil NO.

Um die vorerwähnten Dispositionen treffen zu können, muss man zunächst die Formeln suchen, nach welchen die über die drei Wehrtheile abströmenden secundlichen Wasserquantitäten zu berechnen sind.

Der Einfachheit wegen wollen wir voraussetzen, dass das Flussbettprofil in NU regelmässig gestaltet ist, ferner dass die zwei Wehrtheile $NO = PR = b$ angelegt sind und die Länge $OP = b_1$ gemacht worden ist.

Die über die beiden Wehrtheile NO und PR abströmenden secundlichen Wasserquantitäten findet man, da hier keine erhöhten Wehrflügel vorhanden sind und die Winkel $\varphi = \Psi = 90$ Grade betragen, aus der diesem Falle entsprechenden neuen Gleichung 22, und zwar:

$$27) \quad \ldots \quad q = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Der Berechnung des über den Wehrtheil OP abströmenden Wassers muss die folgende Erwägung vorausgeschickt werden.

Indem das Flusswasser längs dem Wehrtheile OP und fast parallel mit demselben mit der Geschwindigkeit c vorbeifliesst, so würde hiedurch der hydrostatische Druck H auf die Ausflussöffnung um beiläufig $\frac{0{\cdot}67\, c^2}{2g}$ vermindert werden.

Da jedoch das zwischen den Flussprofilen OU und PR fliessende Wasser gleichzeitig auch gegen den Ueberfall OP in schiefer Richtung abströmt, mithin gegen die Ausflussöffnung auch einen hydraulischen Druck ausübt, welcher etwas kleiner als $\frac{c^2}{2g}$ beim senkrechten Stosse sein wird, so ist es sehr wahrscheinlich, dass sich diese beiden entgegengesetzten Wirkungen des Oberwassers vollkommen aufheben, und man daher annehmen kann, dass das Oberwasser nur mit dem hydrostatischen Drucke H wirkt, daher man das über den Wehrtheil OP abströmende secundliche Wasserquantum aus der einfachen Formel:

$$27) \quad \ldots\ldots\ldots \quad q_1 = {}^2/_3\, \mu\, b_1\, H \sqrt{2gH} \text{ findet.}$$

Das gesammte über das ganze Wehr abströmende Wasserquantum wird daher gefunden:

$$27) \quad \ldots\ldots\ldots \quad Q = 2q + q_1.$$

Diese gebrochenen Wehre bieten den grossen Vortheil, dass man bei ihrer Anlage die Anschwellungen der Hochwässer bis auf die Hälfte jener Höhe ermässigen kann, welche durch ein senkrecht über das Flussbett hergestelltes Wehr erzeugt worden wäre, ferner dass bei diesen Wehranlagen das gegenüberliegende Ufer $N\ V$ keinen so starken Angriffen und Unterwaschungen ausgesetzt ist, wie bei den ganz schiefen Wehren.

§. 5.

Entwicklung der neuen Formeln zur Berechnung der über die unvollkommenen Ueberfälle, die in Flüssen erbauten Grundwehre und in Flussbettverengungen abströmenden Wassermengen.

Bei Entwicklung der neuen Formeln zur Berechnung der über die unvollkommenen Ueberfälle, über die in Flüssen erbauten Grundwehre und in Flussbettverengungen abströmenden secundlichen Wasserquantitäten, werden wir das frühere, bei den vollkommenen Ueberfällen befolgte rationelle Verfahren wieder anwenden, sonach zunächst die in jeder maassgebenden Wasserschichte wirkenden hydrostatischen und hydraulischen Drucke des Ober- und des Unterwassers genau ermitteln, dieselben alsdann graphisch darstellen und nach dieser übersichtlichen Darstellung des gesammten Wasserdruckes auf die Ausflussöffnungen, die gesuchten Formeln analytisch entwickeln.

Die Fig. 17 und 18 auf Taf. III stellen den Grundriss und das Längenprofil eines Flussbettes $A\ A\ D\ D$ dar, in welchen das Grundwehr $A_1\ E\ F\ D_1$ mit den erhöhten Wehrflügeln $A_1\ E$ und $D_1\ F$ eingebaut ist, wodurch der natürliche Flusswasserspiegel $P\ N$ oberhalb des Wehres bis zur Linie $A\ E$, also um die Höhe $E\ E_1 = H$ aufgestaut wurde, daher die Wassertiefe daselbst $A\ C = E\ E_3 = T$ sein wird.

Die mittlere Tiefe des noch unaufgestauten Flusses $F\ C = N\ N_1$ wäre $= T_1$ und die Höhe des Grundwehres $E_2\ E_3 = k$, daher die Tiefe der Wehrkrone unter dem natürlichen Wasserspiegel $E_1\ E_2 = (T_1 - k)$.

Die im Flussbette in jeder Secunde zufliessende und über das Grundwehr auch abströmende Wassermenge, welche unterhalb des Wehres mit ihrer ursprünglichen, dem Flussbettprofile und dem vorhandenen Gefälle entsprechenden Geschwindigkeit v weiter abfliesst, sei Q.

Alle übrigen für die vollkommenen Ueberfälle gewählten Buchstabenbezeichnungen B, b, φ, Ψ und μ werden auch für die Grundwehre beibehalten und der Ausflusscoefficient für den unteren getauchten Theil der Ausflussöffnung mit μ_1 bezeichnet.

Den hydraulischen Druck, welchen das mit der mittleren Geschwindigkeit $c = \left(\frac{Q}{B\ T}\right)$ zufliessende Oberwasser unmittelbar auf die Ausflussöffnung ausübt, haben wir bei der Entwicklung der Grundformel 20 als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma in der Fig. 5 mittelst des Rechteckes $E\,O\,E_1\,R$ dargestellt und die Breite des letzteren

$$E\,O = E_1\,R = \left(\frac{c^2}{2\,g}\right) = \frac{1}{2\,g}\left(\frac{Q}{B\,T}\right)^2$$

berechnet.

Der auf die beiden erhöhten Wehrflügel bis zur Tiefe der Wehrkrone wirkende hydraulische Druck, welcher als auf alle Höhenschichten der Ausflussöffnung gleichmässig vertheilter angenommen werden kann, wurde bei der früheren Entwicklung der Grundgleichung 20 im Absatze 3, als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma von der Länge b, von der Höhe H und der Dicke $d = \frac{c^2}{b\,g}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos \frac{1}{2}\,\varphi}^2$ dargestellt, welche letztere in der Fig. 5 mit $O\,O_1 = R\,R_1 = d$ veranschaulicht worden ist.

Da bei einem Grundwehre der hydraulische Druck auf die beiden Wehrflügel vom Unterwasser nicht alterirt wird, so kann derselbe, so wie bei einem vollkommenen Ueberfalle, als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma mit dem Querschnitte $O\,O_1\,R\,R_1$ dargestellt werden, in welchem

$$O\,O_1 = R\,R_1 = d = \frac{c^2}{b\,g}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos \frac{1}{2}\,\varphi}^2$$

ist.

Der hydrostatische Druck des Oberwassers auf die Ausflussöffnung kann bei einem stillstehenden Unterwasser bis zum Spiegel desselben als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma von dem Querschnitte $O_1\,O_2\,S_1$ angesehen werden, wo dann der am Unterwasserspiegel $P\,N$ vorhandene Druck $S_1\,O_2$ wegen des vom Unterwasser erfolgenden und durch das Dreieck $E_1\,E_2\,e$ ersichtlich gemachten hydrostatischen Gegendruckes, bis zur Tiefe der Wehrkrone gleich bleiben würde, daher in jenen Fällen, wo die Abströmung des Wassers über das Grundwehr in einen See mit stillestehendem Wasser erfolgt, die vorerwähnten hydraulischen und hydrostatischen Drucke durch das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden Wasserprisma mit dem trapezförmigen Querschnitte $E\,O_1\,S_1\,S_2\,E_2$ dargestellt wären

Wir haben im §. 2 bereits ausführlich nachgewiesen, dass der auf die Ausflussöffnung bei den Grundwehren ausgeübte hydrostatische Gegendruck des mit der Geschwindigkeit v abfliessenden Unterwassers in Folge der Nachsaugung desselben um ca. $0{\cdot}67\,\frac{v^2}{2\,g}$ vermindert wird, welche Verminderung wir allgemein mit $n\,\frac{v^2}{2\,g}$ bezeichnen wollen.

Wenn wir nun in der Fig. 18 die Grösse $\frac{n v^2}{2 g}$ von E_1 nach a und von E_2 nach a_1 auftragen, so stellt das Rechteck $E_1 a E_2 a_1$ die Grösse der Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers, dann das Dreieck $f a_1 e$ den noch verbleibenden hydrostatischen Gegendruck des letzteren vor, daher das Oberwasser auch in der Schichte $E_1 f_1$ ohne Gegendruck, ja sogar noch um die Nachsaugung $E_1 a$ beschleunigt und wie frei in die Luft abströmen wird.

Wird der durch das kleine Dreieck $E_1 a f = S_1 a_2 S_3$ dargestellte geringe Theil der Nachsaugung vernachlässigt, so erhalten wir den trapezförmigen Querschnitt des auf die Ausflussöffnung drückenden Wasserprisma $E O_1 S_3 S E_2$.

Den hydraulischen Druck des Oberwassers gegen die Böschung $E_2 G$ des unteren Theiles des Grundwehres haben wir bei der früheren Entwicklung der Grundgleichung 20 im Absatze 4 berechnet und hiebei gefunden, dass jener Theil dieses gegen die Ausflussöffnung abgelenkten Druckes, welcher horizontal und senkrecht auf die letztere wirkt und den wir in der Fig. 4 mit der Linie $w_1 w$ eingezeichnet haben, die nachstehende Grösse hat:

$$p_6 = \gamma \frac{c^2}{2 g} B k \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^2.$$

Da dieser Druck an der Wehrschwelle am grössten ist, in den oberen Wasserschichten abnimmt und in der Schichte $S_3 f_1$ schon als erloschen angenommen werden kann, so kann dieser auf die Ausflussöffnung wirkende Druck p_6 auch als ein vor der letzteren liegendes dreiseitiges Wasserprisma von der Länge b, von der Höhe $f_1 E_2 = \left(T_1 - k - \frac{n v^2}{2 g}\right)$ dargestellt werden, dessen untere unbekannte Breite β aus der Gleichung:

$$p_6 = \gamma \beta b \frac{\left(T_1 - k - \frac{n v^2}{2 g}\right)}{2},$$

also

$$\beta = \frac{2 p_6}{\gamma \beta \left(T_1 - k - \frac{n v^2}{2 g}\right)} = \frac{2 c^2 B k \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^2}{b g \left(T_1 - k - \frac{n v^2}{2 g}\right)}$$

gefunden wird.

Trägt man nun die obige Breite β von S nach T auf, so ist das Dreieck $S_3 S T$ der Querschnitt des Wasserprisma, dessen Gewicht den hydraulischen Druck p_6 auf den getauchten Theil $f_1 E_2$ der Ausflussöffnung darstellt.

Die in den einzelnen Wasserschichten wirkenden Kräfte haben nach den vorstehenden Entwicklungen die nachstehenden Werthe, und zwar auf dem obersten Wasserspiegel ist der summirte hydraulische Druck, den wir, wie in den früheren Entwicklungen, mit s bezeichnen:

$$s = E\,O + O\,O_1 = \frac{c^2}{2\,g} + \frac{c^2}{b\,g}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos\tfrac{1}{2}\varphi}^{\,2}$$

oder

$$28)\quad \ldots\ldots\quad s = \frac{c^2}{2\,g}\left[1 + \left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos\tfrac{1}{2}\varphi}^{\,2}\right].$$

In der Wasserschichte $S_3 f_1$, bis zu welcher das Wasser aus der Ausflussöffnung ohne einen Gegendruck des Unterwassers ausströmt, ist der gesammte hydraulische und hydrostatische Druck, welchen wir abermals mit s_1 bezeichnen, gleich:

$$28)\quad \ldots\ldots\quad s_1 = f_1\,O_3 + O_3 f_2 + f_2\,S_3 = s + H + \frac{n\,v^2}{2\,g}.$$

Nachdem nun das Wasser aus der Oeffnung $E F_1$ ohne einen Gegendruck, also wie bei einem vollkommenen Ueberfalle frei in die Luft ausströmt, so findet man die in einer Zeitsecunde ausfliessende Wassermenge mit Rücksicht auf den Umstand, dass im vorliegenden Falle die ganze Druckhöhe $\left(H + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right) = (s_1 - s)$, also der Factor $\left(\frac{H + \frac{n\,v^2}{2\,g}}{s_1 - s}\right) =$ $= 1$ ist, nach der Grundgleichung 20:

$$28)\quad \ldots\ldots\quad Q_1 = {}^2\!/_3\,\mu\,b\sqrt{2\,g}\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Den hydraulischen und den hydrostatischen Gesammtdruck des Oberwassers in der Wasserschichte $E_2\,T$ an der Wehrschwelle, welchen wir mit s_2 bezeichnen wollen, findet man:

$$28)\quad \ldots\quad s_2 = E_2\,S + S\,T = s_1 + \frac{2\,c^2\,B\,k\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\Psi}^{\,2}}{b\,g\left(T_1 - k - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}.$$

Nachdem das Oberwasser durch den getauchten Theil der Oeffnung $f_1\,E_2$ in der Art ausfliesst, dass die Geschwindigkeit des Wassers in der Schichte $S_3 f_1$ gleich $\sqrt{2\,g\,s_1}$ und in der unteren Schichte $T E_2$ gleich $\sqrt{2\,g\,s_2}$ ist, so findet man nach Durchführung der bei den Entwicklungen der Gleichung 20 gemachten Rechnungsoperationen die durch die Oeffnung $f_1\,E_2$ ausströmende secundliche Wassermenge aus der Gleichung:

$$28)\quad \ldots\quad Q_2 = {}^2\!/_3\,\mu_1\,b\,\sqrt{2\,g}\left(\frac{T_1 - k - \frac{n\,v}{2\,g}}{s_2 - s_1}\right)\left[s_2^{\frac{3}{2}} - s_1^{\frac{3}{2}}\right].$$

Ist der getauchte Theil der Ausflussöffnung $f_1\,E_2$ nicht hoch, und kann man sonach annäherungsweise annehmen, dass die Geschwindigkeit des durch diese Oeffnung ausfliessenden Wassers der mittleren Druckhöhe $\left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)$ entsprechen werde, so kann die obige Wassermenge auch aus der nachstehenden einfacheren Formel berechnet werden:

$$28) \quad . \; . \; . \quad Q_2 = \mu_1 \, b \left(T_1 - k - \frac{n\, v^2}{2\, g}\right) \sqrt{2\, g \left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)}.$$

Es wird sonach das gesammte über das Grundwehr abströmende secundliche Wasserquantum betragen:

$$28) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad Q = Q_1 + Q_2.$$

Die vorstehenden sechs Gleichungen bilden die Grundformeln für alle Gattungen der unvollkommenen Ueberfälle und Grundwehre, daher man aus denselben für die verschieden construirten Grundwehre durch die Einsetzung der den letzteren entsprechenden Buchstabenwerthe die hiefür geltenden Formeln zur Berechnung der secundlichen Abflussquantitäten erhalten kann, sowie wir es bei den Transformirungen der Grundgleichungen 20 bereits gezeigt haben.

Wenn aus einem grossen Reservoir das Wasser mittelst eines in einer geraden verticalen Wand hergestellten unvollkommenen Ueberfalles in ein tiefer gelegenes Reservoir abströmt und in den beiden Reservoirs das Wasser als ganz stillstehend angenommen werden kann, so erhalten unsere früheren Buchstabenbezeichnungen die nachstehenden Werthe: die Winkel $\varphi = \Psi = 90^0$, die Geschwindigkeiten $c = v = o$, und wenn die Höhe des unteren Wasserspiegels über der Ueberfallschwelle $E_1\, E_2 = H_2$ gesetzt wird, so erhält man durch de Substituirung dieser Werthe in die vorstehenden Gleichungen $s = o$, $s_1 = s_2 = H$ und

$$28) \quad . \; . \; . \; . \quad Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, H \sqrt{2\, g\, H} + \mu_1\, b\, H_2 \sqrt{2\, g\, H}.$$

Diese Gleichung stimmt mit der von Dubuat aufgestellten Formel 14 vollkommen überein, daher letztere nur dann richtige Resultate liefern kann, wenn über den unvollkommenen Ueberfall das Wasser aus einem höher gelegenen in ein tiefer liegendes grosses Reservoir abströmt.

Wird ein Flussbett wie $A\,A\,D\,D$ in den Fig. 19 *a* und 20 durch eingebaute Buhnen $A_1\, E$ und $D_1\, F$ oder durch sonstige Bauwerke derart verengt, dass der natürliche Flusswasserspiegel $P\, N$ oberhalb dieser Einengungswerke bis auf die Höhe $E_1\, E = H$ aufgestaut wird, so werden auf das Durchflussprofil die nachstehenden Kräfte wirken:

Der hydraulische Druck des mit der Geschwindigkeit c zufliessenden Oberwassers, welcher gleichmässig auf die ganze Durchflussöffnung wirkt, kann durch das Gewicht eines vor der letzteren liegenden vierseitigen Wasserprisma vom Querschnitte $E\, O\, R\, E_2$ dargestellt werden, wo $E\, O = E_2\, R = \frac{c^2}{2\, g}$ ist.

Ferner der auf die beiderseitigen Bauwerke $A_1\,E$ und $D_1\,F$ wirkende hydraulische Druck, welcher gegen die Durchflussöffnung abgelenkt wird, und welchen wir bei den früheren Entwicklungen als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma vom Querschnitte $O\,O_1\,R_1\,R$ dargestellt haben, in welchem $O\,O_1 = R\,R_1 = d = = \frac{c^2}{b\,g}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos \frac{1}{2}\varphi}^2$ berechnet wurde.

Das Rechteck $E_1\,a\,E_2\,a_1$ stellt vor die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers, also $E_1\,a = E_2\,a_1 = E_1\,f_1 = \frac{n\,v^2}{2\,g}$, um welche Grösse der hydrostatische Gegendruck des Unterwassers vermindert wird, daher der noch verbleibende hydrostatische Druck des Oberwassers auf die Durchflussöffnung als das Gewicht eines vor der letzteren liegenden Wasserprisma mit dem trapezförmigen Querschnitte $O_1\,S_3\,S\,R_1$ dargestellt werden kann.

Das Wasser wird durch den oberen Theil des verengten Flussquerprofils $E\,f_1$ ohne Gegendruck, daher so frei wie in die Luft ausströmen und durch den unteren getauchten Theil des Profils $f_1\,E_2$ mit einer gleichmässigen, der Druckhöhe $S_3\,f_1 = S\,E_2$ entsprechenden Geschwindigkeit durchfliessen.

Zur Berechnung der durch eine solche Flussbett- oder Canalverengung durchströmenden secundlichen Wassermengen erhalten wir sonach die nachstehenden Formeln, und zwar zunächst für das durch den oberen Theil des Querprofils $E\,f_1$ frei durchströmende Wasserquantum:

$$
29)\quad . \quad . \quad \left\{
\begin{array}{l}
s = E\,O + O\,O_1 = \frac{c^2}{2\,g} + \frac{c^2}{b\,g}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos \frac{1}{2}\varphi}^2 \\
\text{oder} \\
s = \frac{c^2}{2\,g}\left[1 + \left(\frac{B-b}{b}\right)\overline{\cos \frac{1}{2}\varphi}^2\right] \\
s_1 = f_1\,O_2 + O_2\,S_3 = s + H + \frac{n\,v^2}{2\,g}
\end{array}
\right.
$$

und weil auch im vorliegenden Falle die ganze Druckhöhe $\left(H + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right) = = (s_1 - s)$, also $\left(\frac{H + \frac{n\,v^2}{2\,g}}{s_1 - s}\right) = 1$ ist, so wird

$$
Q_1 = {}^2/_3\,\mu\,b\sqrt{2\,g}\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].
$$

Ferner für das, durch den unteren Theil des Querprofils $f_1\,E_2$, welcher im hydrostatischen Gegendrucke des Unterwassers liegt, durchfliessende Wasserquantum, ist in der ganzen Profilshöhe $f_1\,E_2 = \left(T_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)$ die gleiche Druckhöhe:

$$29) \quad \ldots \quad \left\{ \begin{array}{l} s_1 = S_3 f_1 = S E_2 = s + H + \frac{n v^2}{2 g}, \\ \text{daher} \\ Q_2 = \mu_1 b \left(T_1 - \frac{n v^2}{2 g} \right) \sqrt{2 g s_1} \end{array} \right.$$

sein wird.

Endlich ist das gesammte durch das verengte Flussprofil EF, Fig. 19 *a*, in der ganzen Höhe EE_2, Fig. 20, in einer Secunde durchfliessende Wasserquantum:

$$29) \quad \ldots \ldots \ldots \quad Q = Q_1 + Q_2.$$

Sind in einem Fluss- oder Canalbette $AADD$, Fig. 19 *b*, mehrere Brücken oder Schleusenpfeiler de in so geringen Entfernungen voneinander eingebaut, dass die vor den einzelnen Pfeilern entstehenden Aufstauungen des Oberwassers sich miteinander vereinigen und über die ganze obere Breite des Flusses oder Canals reichen, also diese Pfeiler eine förmliche Bettverengung bilden, dann kann das zwischen denselben durchfliessende Wasserquantum nach den vorstehend entwickelten Formeln berechnet werden, wobei die Summe der sämmtlichen Pfeilerbreiten der Länge der früher in der Fig. 19 *a* eingezeichneten Einbauten $A_1 E + D_1 F = (B - b)$ gleichzusetzen ist.

Da aber bei den letzteren Einbauten nur zwei Endcontractionen des durchfliessenden Wassers bei E und F stattfinden, dagegen bei den eingebauten Pfeilern an beiden Seiten derselben Wasserablenkungen und Contractionen entstehen, so müssen bei der Berechnung der zwischen den Pfeilern durchfliessenden Wasserquantitäten die zu benützenden Ausflusscoefficienten μ und μ_1 mit Rücksicht auf die von Francis bei seinen Versuchen diesbezüglich gemachten Beobachtungen, nach der Anzahl der eingebauten Pfeiler und der bei denselben entstehenden Contractionen entsprechend modificirt werden.

Bezüglich der eintretenden Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb der verengten Flussbettprofile muss noch Folgendes bebemerkt werden.

Bei den vielen in den letzten Decennien in Flüssen und in Strömen durchgeführten genauen Geschwindigkeitsmessungen hat man gefunden, dass, wenn die Gewässer in einem regelmässigen Bette ohne Hindernisse gleichmässig abfliessen, sodann die Geschwindigkeit des Wassers entweder an der Oberfläche oder in einer gewissen Tiefe unter derselben am grössten ist und dann gegen die Bettsohle zu abnimmt, so dass die Geschwindigkeitscurve nahezu eine Parabel bildet, wie solche in der Fig. 21 mit der Linie $E_1 S N_1$ beiläufig eingezeichnet worden ist.

Wird nun in demselben Flussbettprofile durch Einbaue eine Verengung hergestellt, wodurch das Oberwasser bis zur Linie AE aufgestaut wurde, dann muss die Geschwindigkeit am Wasserspiegel AE abnehmen, wobei dieselbe mit der Tiefe bis zur Linie $S_3 f_1$, Fig. 20, des beginnenden Gegendruckes des Unterwassers sich steigert, im Punkte f_1 den höchsten Stand erreicht, von dort an aber bis zur Bettsohle wegen des gleichbleibenden Wasserdruckes auch gleich gross bleibt, daher die Geschwindigkeitscurve im Querprofile der Flussbettverengung die in der Fig. 21 eingezeichnete Gestalt $E f_1 E_2$ erhält.

Da aus dieser Figur zu ersehen ist, dass innerhalb des Querprofils einer Flussbettverengung die Geschwindigkeit des Wassers an der Sohle bedeutend gesteigert wird, so wird hiedurch die allgemeine Wahrnehmung erklärlich, dass die Flussbettsohle in den Querprofilen der Bettverengungen, wenn selbe nicht von Natur aus sehr fest oder nicht entsprechend versichert ist, jedesmal ausgewaschen und vertieft wird, wodurch dann die erzeugten Aufstauungen des Oberwassers nach und nach auch wieder verschwinden können.

§. 6.

Entwicklung neuer Formeln zur Berechnung der Wassermengen, welche über die in Flüssen oder an Seen erbauten Schleusenwehre und bei Grundschleusen abströmen.

Bei der Aufstellung der bisherigen Formeln zur Berechnung der Wassermengen, welche über die in Flüssen oder Canälen erbauten Schleusenwehre und bei Grundschleusen pro Secunde abströmen, wurde von einigen Hydraulikern zunächst vorausgesetzt,*) dass diese Ausströmung ebenso erfolgt, wie bei dem in Fig. 22 gezeichneten vertical aufgestellten Gefässe, dessen innere Wände, an welchen keine Vorsprünge, Ecken oder Kanten vorkommen, gegen die Ausflussöffnung NN_1 conisch zulaufend und sanft gekrümmt sind, so dass das Herabfliessen des mit der Geschwindigkeit v in den grösseren Querschnitt MM_1 eintretenden Wassers innerhalb der Fallhöhe H successive auf die in der Ausflussöffnung NN_1 erlangte Geschwindigkeit beschleunigt wird, daher das durch dieses Gefäss durchfliessende Wasser von seiner lebendigen Kraft keinen Verlust erleidet.

Vergleicht man jedoch den obigen Durchfluss des Wassers durch das Gefäss Fig. 22 mit dem Zuflusse des Wassers in dem Flussbette zu einem Schleusenwehre Fig. 23, dann die Durchströmung desselben durch die Schleusenöffnungen, so wird man sofort erkennen, dass diese beiden Ausströmungen miteinander keine Aehnlichkeit haben, weil im Flussbette an den Schleusenwänden und in den Schleusenöffnungen Vorsprünge, Ecken und Kanten vorkommen, gegen welche das zufliessende

*) Rühlmann's Hydromechanik, S. 207, 208, 463 und 464.

Oberwasser einen Stoss ausübt, ferner weil das letztere in die Schleusenöffnungen nicht sanft zugeleitet, sondern zum grossen Theile plötzlich und oft unter einem rechten Winkel abgelenkt wird, daher durch diese Stösse und Ablenkungen ein Theil der lebendigen Kraft des durchfliessenden Wassers verloren geht.

Die Herren Hydrauliker haben bei der Aufstellung ihrer bezüglichen Formeln auch noch die weitere irrige Voraussetzung gemacht, dass das von den Grundschleusen abströmende Flusswasser, ebenso wie ein stillstehendes Wasser, in seiner ganzen Tiefe einen hydrostatischen Gegendruck auf die Ausflussöffnungen ausübt.

Man kann daher wohl behaupten, dass die auf Grundlage der vorangeführten zwei irrigen Voraussetzungen aufgestellten Formeln zur Berechnung der über die Schleusenwehre und bei Grundschleusen abströmenden Wassermengen nicht anwendbar sind, resp. keine richtigen Berechnungsresultate geben können, daher wir auch für diese Ausströmungen neue und genauere Formeln entwickeln werden.

Wenn in einem Flusse auf einem Grundwehre Schleusenschützen oder Grundschleusen zu dem Zwecke erbaut werden, um die Aufstauungen des Oberwassers bei verschiedenen Wasserständen, resp. bei variirenden Zuflussquantitäten nach dem jeweiligen Bedarfe reguliren zu können, so kann man die Formeln zur Berechnung der durch solche Schleusen ausströmenden secundlichen Wasserquantitäten, mit Beobachtung der bei der Entwicklung der Grundformeln 20 und 28 aufgestellten Principien, dann des daselbst eingeschlagenen Verfahrens in nachstehender Art construiren.

Die Fig. 23 und 24 stellen den Grundriss $A\,A\,D\,D$ und das Längenprofil $A\,N\,C\,N_1$ eines Flussbettes vor, in welchem ein Grundwehr $A_1\,D_1$ von der Höhe $E_2\,E_3$ mit den erhöhten Wehrflügeln $A_1\,E$ und $D_1\,F$ eingebaut ist, auf welchem drei Schleusenschützen mit den zwei Griessäulen e_1, e aufgestellt sind.

Werden diese Schützen auf die Höhe $E_1\,E_2 = a$ aufgezogen, so wird das im oberen Flussbette mit der Geschwindigkeit c zufliessende Wasser auf die Höhe $A_1\,P = H$ über den Spiegel des Unterwassers $P\,N$ aufgestaut, worauf das durch die drei Schützenöffnungen ausströmende Wasser im Flussbette unterhalb des Grundwehres mit der mittleren Geschwindigkeit v weiter abfliesst.

Nun hätte der Ingenieur die Frage zu beantworten, welches Wasserquantum unter den vorstehend angegebenen Verhältnissen aus dem Oberwasser durch die drei Schützenöffnungen in das Unterwasser in jeder Zeitsecunde abströmt.

Zunächst müssen wir zu ermitteln suchen, wie gross die hydraulischen und hydrostatischen Drucke sind, welche auf die Ausflussöffnungen ausgeübt werden, wobei wir im vorliegenden Falle die verschiedenartigen Wirkungen in den drei Wasserschichten, u. zw. in der untersten Schichte

$CGKE_2$ von der Flusssohle bis zur Höhe der Schleusenschwelle, dann in der mittleren Schichte $KE_2 JE_1$ von der obigen Schwelle bis zur Oberkante der Schützenöffnung, endlich in der obersten Schichte $JE_1 AE$ von der obigen Oberkante bis zum aufgestauten Wasserspiegel, getrennt voneinander genau ermitteln müssen.

Wenn die ganze Breite des Flussbettes $A_1 D_1 = B$ und die Summe der drei Schützenweiten $= b$ ist, so wird die Länge der beiden Wehrflügel mit Hinzurechnung der zwei Griessäulendicken e, $(B - b)$ sein.

Der hydraulische Druck gegen jede der Schützenöffnungen kann durch das Gewicht eines vor denselben liegenden vierseitigen Wasserprisma I (Fig. 24) dargestellt werden, dessen Breite $= \frac{c^2}{2g}$ ist.

Die Dicke des vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma II, welches jenen Druck darstellt, welcher von dem hydraulischen Drucke auf die Wehrflügel und auf die Griessäulen e gegen die Ausflussöffnungen übertragen wird, haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichung 20 im Absatze 3 gefunden $d = \frac{c^2}{bg}\left(\frac{B-b}{2}\right)\overline{\cos \frac{1}{2} \varphi}^2$, und da im vorliegenden Falle die Wehrflügel senkrecht an den Ufern stehen, also $\varphi = 90^0$ ist, so wird die Breite des Wasserprisma II sein

$$d = \frac{c^2}{bg}\left(\frac{B-b}{4}\right).$$

Das über der Ausflussöffnung fliessende Oberwasser $AEJE_1$ übt auf die drei Schützenflächen und auf die oberen Theile der Wehrflügel, deren Gesammtfläche $B\,[T_1 + H - (k + a)]$ ist, einen hydraulischen Druck aus, von der Grösse $p = \gamma B\,[T_1 + H - (k + a)]\,\frac{c^2}{2g}$, welchen man sich in der Schwerpunktsachse de dieses Wasserkörpers vereint wirkend denken kann.

Da die Ablenkung der zufliessenden Wasserfäden gegen die Ausflussöffnung in der unteren Schichte JE_1 fast Null ist, dagegen in der oberen Schichte AE unter einem Winkel von 90^0 erfolgt, so kann der mittlere Ablenkungswinkel aller Wasserfäden mit 45^0, also nach der Linie fE_1 angenommen werden.*)

Wird der vorangegebene hydraulische Gesammtdruck p auf die Schützenflächen als eine lineare Grösse $d_1 e_1$ aufgetragen und dieselbe in

*) Von der Richtigkeit der obigen Ansicht haben wir bei der Beobachtung der Eisgänge an dem Sperrschiffe im Donaucanale bei Wien, die Ueberzeugung gewonnen, indem die in der Canaleinmündung am Wasserspiegel schwimmenden grossen Eisschollen bei ihrem Anlangen am Sperrschiffe, von der daselbst fast vertical nach abwärts gerichteten Wasserströmung plötzlich in die Tiefe herabgezogen, daselbst an den am Schiffe angebrachten eisernen Eisnadeln zertrümmert, und dann unter dem Sperrschiffe mit vehementer Geschwindigkeit durchgeschwemmt werden.

die zwei Kräfte $f e_1$ und $g e_1$ zerlegt, so wird sich der obige Gesammtdruck nur mit der Kraft

$$f e_1 = d_1 e_1 \cos 45^0, \text{ also } f e_1 = \gamma B [T_1 + H - (k + a)] \frac{c^2}{2 g} \cos 45^0$$

gegen die Ausflussöffnung fortpflanzen.

Da jedoch auch dieser Druck $f e_1$ nur in schiefer Richtung zur Ausflussöffnung gelangt, wir jedoch zu untersuchen haben, welcher Theil dieses Druckes horizontal und zugleich senkrecht auf die Ausflussöffnung wirken wird, so zerlegen wir auch diesen Druck $f e_1 = e_2 E_1$ in die zwei Kräfte $e E_1$ und $r E_1$, worauf wir den gesuchten horizontalen Druck erhalten:

$$r E_1 = e_2 E_1 \cos 45^0, \text{ also } r E_1 = \gamma B [T_1 + H - (k + a)] \frac{c^2}{4 g}.$$

Da man nun annehmen kann, dass der obige Horizontaldruck auf die ganzen Flächen der Ausflussöffnungen sich gleichmässig vertheilen wird, so kann man denselben auch als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma III von der Länge b und der Höhe a betrachten.

Wird die noch unbekannte Dicke dieses Wasserköpers mit d_1 bezeichnet, so findet man dieselbe aus der Gleichung:

$$r E_1 = \gamma B [T_1 + H - (k + a)] \frac{c^2}{4 g} = \gamma b a d_1,$$

hieraus:

$$d_1 = \frac{B c^2}{4 a b g} [T_1 + H - (k + a)],$$

welche Dicke man in der Fig. 24 für das Prisma III eintragen muss.

Der gesammte hydrostatische Druck des Oberwassers gegen das ganze Schleusenwehr könnte durch das Gewicht des vor demselben liegenden dreiseitigen Wasserprisma vom Querschnitte $O_1 R_1 T$, weniger dem Gegendrucke des Unterwassers $i i_1 l = i_2 S T$, also mit dem Querschnitte $O_1 i_2 S R_1$ dargestellt werden.

Da jedoch der auf die Schleusenschützen wirkende Theil dieses Druckes $O_1 O_2 S_2 i_2$ von den Schützen getragen wird, so verbleibt auf die Ausflussöffnungen der hydrostatische Druck $O_2 R_1 S S_2 = \gamma b H a$, welcher in Fig. 24 als das Rechteck IV mit der Breite $O_2 S_2 = R_1 S = H$ eingetragen ist.

Indem das Unterwasser mit der Geschwindigkeit v von der Schleuse abfliesst, so beträgt die Nachsaugung desselben in den Ausflussöffnungen $\frac{n v^2}{2 g}$, daher die Breite des diese Nachsaugung repräsentirenden vierseitigen Wasserprisma V auch $= \frac{n v^2}{2 g}$ sein wird.

Die Sohlenbreite $S_3 T_1 = \beta$ des dreiseitigen vor der Ausflussöffnung liegenden Wasserprisma VI, dessen Gewicht jenem Theile des gegen die Böschung des Grundwehres $E_2 G$ wirkenden hydraulischen Druckes des Oberwassers gleich ist, welcher nach zweimaliger Ablenkung an der Wehrkappe E_2 horizontal und senkrecht auf die Ausflussöffnung ausgeübt wird, haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichungen 20 im Absatze 4 berechnet, und zwar:

$$\beta = \frac{2\,c^2 B k}{b\,a\,g}\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^{\,2}.$$

Nun haben wir den Gesammtdruck des Oberwassers gegen die Ausflussöffnungen durch das Gewicht eines vor den letzteren liegenden Wasserprisma mit dem trapezförmigen Querschnitte

$$\mathrm{I} + \mathrm{II} + \mathrm{III} + \mathrm{IV} + \mathrm{V} + \mathrm{VI} = E_1\,S_1\,T_1\,E_2$$

dargestellt, aus welchen wir den entsprechenden Wasserdruck auf die Ausflussöffnungen in jeder Schichte leicht berechnen können.

Der Wasserdruck, resp. die Druckhöhe für die Ausflussgeschwindigkeit in der obersten Schichte $S_1 E_1$, welche wir bisher mit s bezeichnet haben, wird nach den früheren Berechnungen der Breiten der einzelnen Wasserprismen I, II, III, IV und V den nachstehenden Werth erhalten:

$$30)\quad s = \frac{c^2}{2\,g} + \frac{c^2}{4\,b\,g}(B - b) + \frac{B\,c^2}{4\,a\,b\,g}[T_1 + H - (k + a)] + H + \frac{n\,v^2}{2\,g}.$$

Der Wasserdruck in der untersten Schichte $T_1 E_2$, welchen wir mit s_1 bezeichnet haben, wird den nachstehenden Werth haben:

$$30)\quad \ldots\ldots\quad s_1 = s + \frac{2\,c^2 B k}{b\,a\,g}\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^{\,2}.$$

Wenn bei der Wasserausströmung aus einer Oeffnung der Gesammtdruck auf dieselbe dem Gewichte eines vor derselben liegenden Wasserprisma mit trapezförmigem Querschnitte gleich, und hiernach die Druckhöhe in der obersten Schichte $= s$ und in der untersten $= s_1$ ist, so wird das ausfliessende secundliche Wasserquantum nach der früheren Entwicklung der Grundgleichung 20 aus der Formel gefunden:

$$30a)\quad \ldots\quad Q = {}^2/_3\,\mu_1 b \sqrt{2\,g}\left(\frac{a}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Im Falle die Schwelle der Grundschleuse im Niveau der Flussbettsohle liegt, also $k = 0$ ist, wird $s_1 = s$, und das Wasser strömt in der ganzen Oeffnungshöhe a mit der gleichen Geschwindigkeit $\sqrt{2\,g\,s}$ aus, daher in diesem Falle Q aus der einfachen Gleichung

$$30b)\quad \ldots\ldots\quad Q = \mu_1\,b\,a\sqrt{2\,g\,s}$$

gefunden wird.

Wenn Grundschleusen unmittelbar auf der Sohle eines Flusses oder Canales aufgebaut sind, dann wenn das Unterwasser nicht die ganze Höhe der Schützenöffnungen bedeckt, welchen Fall die Fig. 25 darstellt, so werden die Formeln zur Berechnung des aus solchen Grundschleusen ausströmenden secundlichen Wasserquantums nachstehend entwickelt.

Die Rechtecke I, II und III bezeichnen, sowie in Fig. 24, die Querschnittsflächen der Wasserprismen, welche die hydraulischen Drucke gegen die Ausflussöffnungen, Schleusenflügel und Griessäulen, endlich gegen die aufgezogenen Schleusenschützen repräsentiren, daher auch die Breiten dieser Rechtecke die früher berechneten Werthe haben werden, nur ist in der Post für III das $k = 0$ zu setzen. Wenn ferner $S_1\, m_1$ jene Linie bezeichnet, bis zu welcher der hydrostatische Gegendruck des Unterwassers PNN_1 in die Ausflussöffnungen reicht, so stellt das Dreieck $O_1\, O_3\, S_1$ weniger dem Dreiecke $O_1\, O_2\, K$, also das Trapez $O_2\, O_3\, S_1\, K$ (IV), den Querschnitt des Wasserprisma vor, welches den hydrostatischen Druck des Oberwassers auf den oberen Theil der Oeffnungen $E_1\, m$, und das Rechteck $O_3\, R_1\, S\, S_2$ (V) den Querschnitt eines Wasserprisma, welches den hydrostatischen Druck auf den unteren Theil der Oeffnung $m\, E_2$ repräsentirt.

Endlich ist das Rechteck VI der Querschnitt des Wasserprisma, welches die Wirkung der Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers auf die Ausflussöffnungen darstellt und dessen Breite $= \frac{n\, v^2}{2\, g}$ ist.

Die Dimensionen der obigen Wasserprismen findet man aus der Fig. 25 nachstehend:

$$E\, E_1 = O_1\, O_2 = O_2\, K = H + T_1 - a,$$

$$E_1\, m = a - \left(T_1 - \frac{n\, v^2}{2\, g}\right) = a + \frac{n\, v^2}{2\, g} - T_1,$$

$$O_3\, S_1 = O_2\, K + E_1\, m = H + \frac{n\, v^2}{2\, g}, \text{ endlich}$$

$$m\, E_2 = T_1 - \frac{n\, v^2}{2\, g}.$$

Im vorliegenden Falle muss zunächst die durch den oberen Theil der Oeffnungen $E_1\, m$ frei in die Luft ausströmende Wassermenge Q und sodann das durch den unteren Theil der Oeffnungen $m\, E_2$ im Gegendrucke des Unterwassers ausfliessende secundliche Wasserquantum Q_2 berechnet werden.

Der hydraulische und hydrostatische Gesammtdruck in der obersten Schichte $K E_1$, welchen wir früher mit s bezeichnet haben, hat den nachstehenden Werth:

$$31)\; s = KE = \frac{c^2}{2\, g} + \frac{c^2}{4\, b\, g}\, (B - b) + \frac{B\, c^2}{4\, a\, b\, g}\, [T_1 + H - a] + H + T_1 - a.$$

Der Gesammtdruck in der unteren Wasserschichte $S_1\, m$, welchen wir mit s_1 bezeichnet haben, hat den nachfolgenden Werth: $s_1 = s + E_1\, m$, also:

$$31) \quad . \quad . \quad s_1 = s + a - \left(T_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right) = s + a + \frac{n v^2}{2 g} - T_1.$$

Wenn die gesammte Druckhöhe auf eine Ausflussöffnung dem Gewichte eines Wasserprisma mit einem trapezförmigen Querschnitte entspricht, wie dies in Fig. 25 bei dem Querprofile $E_1\, K\, S_1\, m$ der Fall ist, dann wird die in einer Zeitsecunde ausströmende Wassermenge aus der Oeffnung $E_1\, m = \left(a = \frac{n v^2}{2 g} - T_1\right)$ nach der Grundgleichung 20 berechnet, und zwar:

$$31) \quad . \quad . \quad Q_1 = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2 g} \left(\frac{a + \frac{n v^2}{2 g} - T_1}{s_1 - s}\right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Für den unteren Theil der Ausflussöffnung $m\, E_2$ wird der gesammte auf dieselbe wirkende hydraulische und hydrostatische Druck in allen Schichten gleich gross, und zwar $S_1\, m = S_3\, E_2 = s_1$ sein.

Da nun durch den unteren Theil der Oeffnung $m\, E_2$ das Wasser bei der gleichen Druckhöhe s_1, also in allen Schichten auch mit der gleichen Geschwindigkeit $\sqrt{2\, g\, s_1}$ ausfliesst, so wird das ausströmende secundliche Wasserquantum aus der Formel berechnet:

$$31) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q_2 = \mu_1\, b \left(T_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right) \sqrt{2\, g\, s_1}.$$

Es wird sonach das aus den beiden Theilen der Schleusenöffnungen ausströmende secundliche Wasserquantum gefunden:

$$31) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = Q_1 + Q_2.$$

Wenn bei den vorstehend behandelten Grundschleusen der hydrostatische und der hydraulische Druck des Oberwassers sehr gross und die Schützenöffnungen sehr klein sind, daher das Wasser aus den letzteren mit einer grossen Geschwindigkeit hervorströmt, so bildet sich zuweilen durch den heftigen Wasserstoss gegen das langsamer abfliessende Unterwasser gleich unterhalb der Ausflussöffnung ein Sprung (auch Wellenberg oder Wasserschwelle genannt), wie solcher in der Fig. 26, Taf. IV, dargestellt ist.

Ueber diese Wasserschwellen hat Rühlmann im §. 154 seines Werkes Folgendes mitgetheilt: „Diese interessanten und bemerkenswerthen Wasserschwellen kommen bei Flüssen nur selten oder gar nicht vor, wohl aber können dieselben bei Canälen eintreten, und zwar bei grossen Ausströmungsgeschwindigkeiten und bei geringen Wassertiefen".

Bezüglich der Rückwirkung der unterhalb der Grundschleusen allenfalls entstehenden Wasserschwelle auf die Ausflussgeschwindigkeiten haben die Hydrauliker bis jetzt keine verlässlichen Nachweisungen geliefert, daher wir über diese Rückwirkung die nachstehende Ansicht aussprechen zu sollen erachten.

Nach unseren früheren Entwicklungen wurde die Ausströmungsgeschwindigkeit mit thunlichst genauer Berücksichtigung der hydraulischen und hydrostatischen Pressungen des Oberwassers gegen die Ausflussöffnung, dann auch mit Rücksichtnahme auf die Rückwirkung der Höhe und der Geschwindigkeit des abfliessenden Unterwassers berechnet, daher im vorliegenden speciellen Falle, wo im Abflusscanale ein Wassersprung entsteht, es sich nur um die Bestimmung handeln kann, in welcher Höhe und mit welcher Geschwindigkeit die Rückwirkung des Unterwassers auf die Ausflussöffnung in Rechnung gebracht werden soll.

Die ganze Höhe des Wellenberges in Fig. 26 kann nicht als die Höhe des abfliessenden Unterwassers angenommen werden, weil dieser Sprung nur durch die Stosskraft des ausströmenden Wassers erzeugt wird, dann weil gleich hinter dem Wellenberge ein tieferes Wellenthal liegt.

Da ferner die Geschwindigkeit des Wassers im Wellenberge verschiedene Grössen und Richtungen hat und zur Canalsohle nicht parallel ist, so kann auch keine dieser Geschwindigkeiten als jene des abfliessenden Unterwassers angenommen werden.

Wird nun erwogen, dass beim Eintritte des Beharrungszustandes die Tiefe und die Geschwindigkeit des im Canale abfliessenden Unterwassers auf die Entstehung und die Gestalt des Wassersprunges jedenfalls einen grossen Einfluss haben, welcher wahrscheinlich sich bis zur Ausflussöffnung erstreckt, ferner dass bei einer geringen Veränderung der Abflussverhältnisse der früher bestandene Wassersprung öfters ganz verschwindet, wo dann der Unterwasserspiegel des Abflusscanales sich sofort bis zur Ausflussöffnung ausdehnt, so sind wir der Ansicht, dass bei den Berechnungen der Wasserausströmung aus Schleusenöffnungen in anstossende Gerinne, man dem wahren Resultate am nächsten kommen wird, wenn man auf den allenfalls eintretenden Wassersprung keine Rücksicht nimmt, sondern die im Abflusscanale nach Eintritt des Beharrungszustandes vorfindliche oder berechnete Tiefe und mittlere Geschwindigkeit des Wassers, als schon vor der Ausflussöffnung bestehend in die Berechnung aufnimmt.

Wäre jedoch das Abflussgerinne zu kurz, um die Ausbildung des Beharrungszustandes beim Abflusse des Unterwassers in demselben zu ermöglichen, dann wird wohl nichts erübrigen, als die verglichene Höhe, respective Wassertiefe zwischen dem Wellenberge und dem Wellenthale, als die auf die Ausflussöffnung rückwirkende Tiefe des Unterwassers, dann die dieser Tiefe entsprechende mittlere Geschwindigkeit in die nach unseren Formeln durchzuführenden Berechnungen aufzunehmen.

Bei den in diesem Paragraph durchgeführten Entwicklungen der Formeln für die Abflussverhältnisse bei den in Flüssen erbauten Grundwehren und Schleusen wurden die Tiefe T_1 und die mittlere Geschwindigkeit v des abfliessenden Unterwassers als bekannt vorausgesetzt, weil man dieselben im Flussbette in einiger Entfernung unterhalb des Wehr- oder Schleuseneinbaues leicht messen kann. Soll jedoch das von den Schleusen abströmende Wasser in neu anzulegenden Canälen abgeleitet werden, so müssen zuerst die noch unbekannten Tiefen und Geschwindigkeiten, mit welchen das Wasser in diesen Canälen abfliessen wird, berechnet werden, daher wir die Art und Weise dieser Berechnungen im nächsten Paragraph ausführlich beschreiben werden.

Bei den früheren Entwicklungen der Formeln für die Wasserausströmungen bei dem Grundwehre Fig. 18, dann bei den Schleusenwehren und Grundschleusen Fig. 24, 25 und 26 wurde vorausgesetzt, dass das Oberwasser mit der Geschwindigkeit c zufliesst.

Wenn jedoch die vorbezeichneten Wehren und Schleusen an einem See oder grossen Wasserreservoir erbaut sind, wo das Oberwasser vor den Schleusen ganz in Ruhe steht, so wird man in den von uns entwickelten Formeln die den hydraulischen Druck des Oberwassers repräsentirenden Wasserprismen I, II, III und VI gleich Null setzen, wo dann nur die den hydrostatischen Druck, dann die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers darstellenden Wasserprismen verbleiben, und wir sodann jene reducirten Formeln erhalten, welche für die an Seen erbauten unvollkommenen Ueberfälle und Schleusen angewendet werden können.

Wir erhalten für die Wasserausleitung aus einem See oder einem grossen Wasserreservoir in einen Abflusscanal für die folgenden Fälle die nachstehenden Formeln:

Wenn das Wasser aus einem See durch einen offenen unvollkommenen Ueberfall in einen Canal einströmt, wo die Ueberfallschwelle um a_1 unter dem Wasserspiegel im Canale liegt, so erhält man aus den Formeln 28:

$$s = 0, \quad s_1 = H + \frac{n\,v^2}{2\,g},$$

32) . . .
$$\begin{cases} Q_1 = {}^2/_3\,\mu\,b\left(H + \dfrac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(H + \dfrac{n\,v^2}{2\,g}\right)}, \\ Q_2 = \mu_1\,b\left(a_1 - \dfrac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(H + \dfrac{n\,v^2}{2\,g}\right)}, \\ Q = Q_1 + Q_2. \end{cases}$$

Strömt das Wasser aus einem See durch Schleusenöffnungen in einen Canal ein, wo der Wasserspiegel in demselben wie in Fig. 24 über der Oberkante der Schleusenöffnungen steht und die Höhe der letzteren $= a$ ist, so erhält man, da das Wasser in der ganzen Höhe a mit der gleich grossen Geschwindigkeit ausströmt, welche der Druckhöhe $\left(H + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)$ entspricht, die nachstehende einfache Formel:

$$33) \quad \ldots\ldots \quad Q = \mu_1\, b\, a \sqrt{2\,g\left(H + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}.$$

Wenn das Wasser aus einem See durch Schleusenöffnungen in einen Canal einströmt, wo der obere Theil der Ausflussöffnungen über dem Unterwasserspiegel vorragt und die Schleusenschwelle im Niveau der Canalsohle liegt, wie es die Fig. 25 zeigt, so erhält man aus den Formeln 31:

$$34) \quad \ldots \quad \begin{cases} s = H + T_1 - a, \\ s_1 = H + \frac{n\,v^2}{2\,g}, \\ Q_1 = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2\,g}\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right], \\ Q_2 = \mu_1\, b\left(T_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(H + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}, \\ Q = Q_1 + Q_2. \end{cases}$$

Fliesst endlich das aus den Schleusen ausströmende Wasser in ein tiefer gelegenes Wasserreservoir, in welchem das Unterwasser an der Schleuse als stillstehend und mit einem unveränderlichen Wasserstande angenommen werden kann, so müssen für diese Fälle in unseren früher entwickelten Formeln die Nachsaugung des Unterwassers $\frac{n\,v^2}{2\,g}$ gleich Null gesetzt, dann auch die ganze Höhe dieses Unterwassers vor der Ausflussöffnung als den hydrostatischen Gegendruck ausübend in Rechnung gestellt werden.

Bei allen bisherigen Entwicklungen haben wir nur die Formeln zur Berechnung der bei den Grundwehren und Schleusen in einer Zeitsecunde abströmenden Wasserquantitäten aufgestellt.

Wäre jedoch bei den besprochenen Grundwehren und Schleusen entweder das im Flussbette zufliessende secundliche Wasserquantum bereits bekannt oder das durch diese Wehre oder Schleusen auszuströmende Quantum genau normirt, so können aus unseren Formeln entweder die Dimensionen dieser Objecte oder die durch die Erbauung derselben zu gewärtigenden Aufstauhöhen des Oberwassers mittelst der Näherungsmethode berechnet werden.

Sollten in der Praxis unvollkommene Ueberfälle oder Schleusen vorkommen, welche von den in den §§. 5 und 6 beschriebenen abweichend construirt oder miteinander combinirt sind, so können bei Beobachtung des von uns beantragten Verfahrens auch für die vorliegenden Probleme die entsprechenden Formeln ohne besondere Schwierigkeit entwickelt werden.

Die früher im §. 6 entwickelten Formeln können selbstverständlich auch zur Berechnung der aus Schützenöffnungen, die in Gerinnen angebracht sind, abströmenden Wasserquantitäten benützt werden.

§. 7.

Anleitung und Formeln zur Berechnung der Aufstauhöhen und der Rückstauweiten, welche durch die in Flussbetten eingebauten Stauwehre oder Schleusen erzeugt werden, dann zur Berechnung der Dimensionen dieser Einbaue, wenn die Wasserzuflussquantitäten und die Aufstauhöhen normirt sind.

In den vorhergehenden §§. 3—6 haben wir jedesmal nur die Formeln zur Berechnung der, bei den in Flüssen eingebauten verschiedenen Arten von Ueberfallwehren und Schleusen abströmenden secundlichen Wasserquantitäten entwickelt, wenn die Dimensionen dieser Einbaue, dann die Aufstauhöhen des Oberwassers normirt waren.

In der Praxis sind jedoch sehr häufig auch noch die nachstehenden Probleme zu lösen:

1. Wie hoch wird der Wasserspiegel eines Flusses durch ein in demselben bestehendes oder erst ein zu bauendes Wehr oder eine Schleuse von gegebenen Dimensionen und bei einem bestimmten zufliessenden Wasserquantum aufgestaut.

2. Wenn das in einem Flusse zuströmende secundliche Wasserquantum bekannt und auch die Höhe, auf welche der Wasserspiegel des Flusses aufgestaut werden darf, normirt ist, so kommt die Frage zu beantworten, mit welchen Dimensionen das Stauwehr oder die Schleuse erbaut werden sollen, damit dieses Wasserquantum bei der normirten Stauhöhe regelmässig abströme.

3. Nachdem die eine oder die andere der obigen Fragen beantwortet worden ist, ist auch noch die Aufgabe zu lösen, wie weit der Rückstau des durch einen Wehr- oder Schleuseneinbau aufgestauten Flusswassers im Flussbette nach aufwärts reicht, welche Distanz man allgemein die Stauweite nennt, dann wie viel die Rückstauhöhen in jedem einzelnen aufwärtigen Querprofile des Flussbettes betragen.

Ad 1 und 2. Wenn das im Flussbette oberhalb des Wehres oder der Schleuse zufliessende secundliche Wasserquantum Q bekannt ist, so kann aus den von uns früher für Q entwickelten Formeln eine der gesuchten Dimensionen, und zwar entweder die durch den Einbau erzeugte Aufstauhöhe H, oder die Höhe der Ueberfallschwelle k, oder endlich die lichte Weite b des Ueberfalles oder der Schleusenöffnungen berechnet werden. Da jedoch die Entwicklung der für Q aufgestellten Formeln nach einer der zu suchenden Dimensionen sehr complicirt wäre, so müssen dieselben nach der Näherungsmethode berechnet werden.

Ad 3. Zur Berechnung der in einem Flusse durch einen Wehr- oder Schleuseneinbau erzeugten Rückstauweite, dann der Rückstauhöhen in den einzelnen aufwärtigen Flussprofilen, wurden von mehreren ausgezeichneten Hydraulikern verschiedene Theorien und Formeln aufgestellt, welche Rühlmann in seiner Hydromechanik (§. 155—159) erwähnt hat.

Auch Herr Rühlmann hat unter der Voraussetzung einer sehr bedeutenden Flussbreite in Bezug auf die vorhandene Wassertiefe, ferner unter der Annahme eines constanten Gefälles und Profiles in der ganzen Strecke, worauf sich die Staufrage bezieht, eine, nach der eigenen Bemerkung für die Anwendung einigermassen brauchbare Formel entwickelt und aus diesen auch noch zwei Tabellen zusammengestellt, nach welchen die Stauweiten und die Rückstauhöhen berechnet werden können.

Die obigen Annahmen Rühlmann's sind bei den aufgestauten Flussstrecken nicht ganz zutreffend, weil jedem Hydrotechniker bekannt ist, dass vom Beginne des Rückstaues bis zum eingebauten Stauwehre das Querprofil des Durchflusses immer grösser, mithin die Geschwindigkeit des Wassers, also auch das Gefälle des Wasserspiegels abnehmend ist, daher der letztere nicht eine gerade, gleichförmig geneigte Linie, sondern eine concave Curve bildet, welche nach der Ansicht Dubuat's von einer Kreislinie nur wenig verschieden sei, wogegen nach dem Hydrauliker Funk der gestaute Wasserspiegel als eine halbe Parabel angesehen werden kann, deren Achse über dem Wasserspiegel liegt.

Nachdem ferner allgemein bekannt ist, dass fast ein jeder Fluss zur Zeit der Hochwässer Geschiebe, Sand oder Schlamm mitführt, womit das Flussbett oberhalb des eingebauten Stauwehres theilweise verlegt und sein ursprüngliches Durchflussprofil verkleinert wird, so ist einleuchtend, dass die gleich nach hergestelltem Einbaue, bei dem noch reinen ursprünglichen Querprofile des Flussbettes eintretende Stauweite und die Rückstauhöhen in den aufwärtigen Querprofilen nach einiger Zeit, wo die Verschlämmung des Flussbettes eintritt, jedenfalls grösser werden, d. h. der Rückstau weiter nach flussaufwärts rückt, daher eine sehr genaue Berechnung dieser veränderlichen Stauverhältnisse nicht leicht möglich ist.

Zur Vornahme der Berechnungen der Stauweiten und der Rückstauhöhen, wie solche zur Lösung der in der Praxis vorkommenden Probleme nothwendig werden, glauben wir die von Herrn Rühlmann entwickelten, allerdings etwas complicirten Formeln empfehlen zu sollen, weil die diesbezüglichen Berechnungen, nach den von diesem Autor beigegebenen Tabellen, wesentlich erleichtert werden, dann weil die hiebei erhaltenen

Berechnungsresultate mit jenen, welche man nach den früheren Formeln von Hagen, Weisbach und Heinemann erhält, nahe übereinstimmen.

Um jenen Herren Hydrotechnikern, welche das grosse Werk der Hydromechanik von Rühlmann nicht besitzen, die Berechnungen der Stauweiten und Rückstauhöhen zu ermöglichen, wollen wir nachstehend jene Formeln aus dem Werke Rühlmann's angeben, mittelst welcher aus der angeschlossenen Copie der Tab. I, diese Berechnungen durchgeführt werden können.

Die Formel lautet:

1) . . . . $$l = \frac{e}{i}\left[f\left(\frac{Z}{e}\right) - f\left(\frac{z}{e}\right)\right].$$

In dieser Formel bezeichnet:

e die ursprüngliche gleichmässige Wassertiefe im Flussbette,

i das ursprüngliche natürliche Gefälle des Wasserspiegels,

Z die ganze Aufstauhöhe über der Ueberfallschwelle des im Flussbette eingebauten Wehres oder der Schleuse,

z die Rückstauhöhe in einer Entfernung

l oberhalb des Wehreinbaues.

Für ein vorliegendes Problem, für welches die Dimensionen e, i, Z und z gegeben sind, werden die Berechnungen in nachstehender Art durchgeführt.

Die Werthe $\left(\frac{Z}{e}\right)$ und $\left(\frac{z}{e}\right)$ werden in der Tabelle, Colonne 1, aufgesucht und die diesen Werthen in der zweiten Colonne entsprechenden Functionswerthe $f\left(\frac{Z}{e}\right)$ und $f\left(\frac{z}{e}\right)$ entnommen, welche dann in die obige Formel substituirt, die Entfernung l des Flussprofils oberhalb des Wehreinbaues ergeben, in welchem die Rückstauhöhe z vorhanden ist.

Wenn bei dem Wehreinbaue in einem Flussbette die Dimensionen e, i und Z gegeben sind und die Frage gestellt wird, wie gross die Rückstauhöhe z in einem Flussprofile betragen wird, welches in einer bestimmten Entfernung l oberhalb des Einbaues liegt, so erhält man für diese Berechnung aus der vorstehenden Formel die nachfolgende Gleichung:

2) . . . . $$f\left(\frac{z}{e}\right) = f\left(\frac{Z}{e}\right) - \frac{il}{e}.$$

Den hiernach berechneten Functionswerth $f\left(\frac{z}{e}\right)$ sucht man in der Colonne 2 auf und gleichzeitig auch den demselben entsprechenden Werth $\left(\frac{z}{e}\right)$ in der Colonne 1, welcher mit e multiplicirt, die gesuchte Rückstauhöhe z in dem bezeichneten Flussprofile angibt.

In derselben Art kann man aus der Gleichung

3) . . . . $$f\left(\frac{Z}{e}\right) = \frac{il}{e} + f\left(\frac{z}{e}\right)$$

die über dem Wehreinbaue nothwendige ganze Aufstauhöhe Z berechnen, damit in einem bestimmten Flussprofile in der Entfernung l oberhalb des Einbaues die normirte Rückstauhöhe z eintrete.

Die ganze Entfernung des letzten Flussprofils der Stauweite vom Wehre, in welchem also z schon Null ist, wird, da in diesem Falle $\left(\frac{z}{e}\right)$, also auch $f\left(\frac{z}{e}\right) = 0$ ist, die ganze Stauweite aus der einfachen Formel

$$4) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad l = \frac{e}{i} f\left(\frac{Z}{e}\right)$$

berechnet.

Bei den vorstehend besprochenen Berechnungen ist zu berücksichtigen, dass, wenn für die Werthe $\left(\frac{Z}{e}\right)$ und $\left(\frac{z}{e}\right)$ in der Colonne 1 keine genau übereinstimmenden Ziffern vorkommen, man alsdann für die daselbst befindlichen zunächst niedrigere und für die nächst höhere Ziffer die denselben entsprechenden Functionswerthe $f\left(\frac{Z}{e}\right)$ und $f\left(\frac{z}{e}\right)$ herausschreibt und aus denselben nach der bekannten Interpolationsformel

$$5) \quad \ldots\ldots \quad f\left(\frac{Z}{e}\right) = y = y_1 + (y_2 - y_1)\left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1}\right)$$

für $f\left(\frac{Z}{e}\right)$ und ebenso auch für $f\left(\frac{z}{e}\right)$ die entsprechenden Functionswerthe, für die aus dem vorliegenden Probleme entnommenen Werthe $\left(\frac{Z}{e}\right)$ und $\left(\frac{z}{e}\right)$ berechnet.

In der obigen Formel bezeichnet

x die dem Probleme entnommenen Werthe $\left(\frac{Z}{e}\right)$ oder $\left(\frac{z}{e}\right)$, ferner

x_1 und x_2 die nächst niedrigeren und nächst höheren Ziffern in der Colonne 1, dann

y_1 und y_2 die diesen letzteren Ziffern entsprechenden Functionswerthe aus der Colonne 2, endlich ist

y der gesuchte Functionswerth für x.

Zur näheren Beleuchtung des Vorganges bei den besprochenen Berechnungen werden wir zwei Beispiele, welche Rühlmann in seinem Werke berechnet hat, hier nachstehend anführen.

Beispiel 2. In einem 80 Fuss breiten und 4 Fuss tiefen Flusse, welcher ein Gefälle von 0,000623 besitzt, soll ein Wehr eingebaut werden, um das Wasser 3 Fuss hoch aufzustauen, man soll angeben, in welcher Entfernung vom Wehre stromaufwärts die Rückstauhöhe noch $^1/_4$ Fuss beträgt.

Im obigen Beispiele ist $\left(\frac{Z}{e}\right) = {}^3/_4 = 0{,}75$ daher aus Colonne 2 $f\left(\frac{Z}{e}\right) = 1{,}9888$ ist. Weil für $\left(\frac{z}{e}\right) = {}^1/_{16} = 0{,}0625$ in der Colonne 1 diese Ziffer nicht enthalten ist, so wird

für $x_1 = 0{,}060$ das $f\left(\frac{z}{e}\right) = y_1 = 0{,}6376$ und

für $x_2 = 0{,}065$ das $f\left(\frac{z}{e}\right) = y_2 = 0{,}6677$ erhoben, und wenn diese Werthe in die Interpolationsformel substituirt werden, so findet man für $\left(\frac{z}{e}\right) = x = 0{,}0625$, den Functionswerth $f\left(\frac{z}{e}\right) = y = 0{,}6526$.

Werden diese Werthe in die erste Formel eingesetzt, so findet man die gesuchte Entfernung

$$l = \frac{4}{0{,}000623}\,[1{,}9888 - 0{,}6526] = 8579 \text{ Fuss.}$$

Die ganze Stauweite wird hier sein:

$$l = \frac{4}{0{,}000623} \times 1{,}9888 = 12770 \text{ Fuss.}$$

Beispiel 4. Wie hoch wird ein bei Poissy in der Seine zu erbauendes Wehr das Niveau des niedrigsten Wasserstandes daselbst aufstauen müssen, damit stromaufwärts bei Maisons in 2020 m Entfernung, die Rückstauhöhe nicht mehr als 0,891 m beträgt, vorausgesetzt, dass an letzterer Stelle die Tiefe des ungestauten Wassers 1,50 m ist, überdies auch bekannt ist, dass die Niveaudifferenz zwischen den beiden genannten Punkten (Poissy und Maisons) 1,737 m und der Wasserabfluss pro Secunde 158,52 m³ beträgt?

Auflösung. Hier ist $il = 1{,}737$, $e = 1{,}59$, also:

$$\frac{il}{e} = \frac{1{,}737}{1{,}59} = 1{,}0924.$$

Ferner ist $\left(\frac{z}{e}\right) = \frac{0{,}891}{1{,}59} = 0{,}560$, folglich nach Tab. I:

$$f\left(\frac{z}{e}\right) = 1{,}7444.$$

Ferner ist $f\left(\frac{Z}{e}\right) = 1{,}9024 + 1{,}7444 = 2{,}8368$.

Letzterem Werthe entspricht genau genug in der Colonne 1: $\frac{Z}{e} = 1{,}50$, daher $Z = 1{,}50 \times 1{,}59 = 2{,}385$ m, als die gesuchte ganze Aufstauhöhe bei Poissy. Ganz denselben Werth fand auch der Hydrauliker Vauthier nach einem umständlichen Verfahren.

Die von Rühlmann angegebene Tab. II dient zur Berechnung der Senkungen des oberen Wasserspiegels in einem Flussbette, wenn an einer Stelle desselben entweder durch Baggerungen oder durch eine andere Operation der Wasserspiegel tiefer gelegt worden ist. Da die Lösung solcher Probleme in der Praxis nur selten vorkommt, so haben wir die vorbesagte Tab. II für unser Werk nicht abdrucken lassen.

§. 8.

Entwicklung der neuen Formeln für die Berechnung der Ausleitungen des Wassers aus Flüssen oder aus Seen in lange Canäle oder Gerinne.

In der Praxis kommen sehr häufig Fälle vor, wo entweder aus Flüssen oder aus grossen Wasserreservoirs mittelst anzulegender Werkcanäle bestimmte Wasserquantitäten zum Betriebe von Etablissements abgeleitet werden sollen, und der bauleitende Ingenieur erhält die Aufgabe, entweder die lichten Weiten und Höhen der in die Flussufer einzuschneidenden Canalöffnungen oder der daselbst zu erbauenden Einlassschleusen oder endlich die Dimensionen und die Gefälle der anzulegenden Werkcanäle genau zu berechnen, damit die normirten Wasserquantitäten den Etablissements sicher zugeleitet werden.

Bezüglich der vorerwähnten Wasserausleitungen in Canäle hat Herr Rühlmann in seiner Hydromechanik, S. 439—442, für jene Fälle, wo die Eintrittsstelle des Wassers in den Canal, die sogenannte Spitze desselben, mit keiner Schützenvorrichtung versehen ist, die nachstehende Aeusserung abgegeben:

„Vom wissenschaftlichen Standpunkte betrachtet, entbehren die hier auftretenden Erscheinungen noch jeder mathematischen Darstellung, während man sich für praktische Zwecke mit einigen von Dubuat gewonnenen Beobachtungsresultaten begnügen muss.“

Mit Berufung auf die Beobachtungsresultate von Dubuat hat Rühlmann für die Wasserausleitungen in Canäle die nachfolgenden Sätze und Formeln aufgestellt.

„In einem Canale von constanter Breite und durchaus gleichem Gefälle stellen sich Querschnitte und mittlere Geschwindigkeit in der Weise her, dass die der Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe gleich der Differenz ist zwischen dem Wasserstande im Speisebehälter und im Canale, erstere über der Einlassschwelle, letztere stromabwärts an einer Stelle gemessen, woselbst die gleichförmige Bewegung vollständig eingetreten ist.“

„Bezeichnet man hiernach in der Fig. 27 (welche aus dem Werke Rühlmann's, Fig. 167, copirt wurde) die Tiefen AC mit e und DE mit e_1, mit v die im Profile AC erlangte mittlere Ausflussgeschwindigkeit, mit m aber einen Erfahrungs- (Contractions-) Coefficienten, und drückt endlich durch V die Geschwindigkeit aus, womit sich das Wasser an der Canalspitze (Canalausmündung bei A) ersetzt, so ergibt sich die Gleichung:

$$1) \quad \ldots\ldots \quad (e - e_1) = \frac{1}{2g}\frac{v^2}{m^2} - \frac{V^2}{2g},$$

oder wenn V klein genug ist:

$$2) \quad \ldots\ldots \quad (e - e_1) = \frac{1}{2g}\frac{v^2}{m^2}.\text{“}$$

Herr Rühlmann hat ferner zur Lösung betreffender praktischer Aufgaben bei den Wasserausleitungen aus Speisebehältern in anstossende Gerinne die noch erforderlichen Formeln in nachstehender Art aufgestellt und hiebei mit Bezug auf Fig. 167 noch die nachstehenden Buchstabenbezeichnungen eingeführt. Die Länge des Canals bis zu der Stelle, wo die gleichförmige Bewegung bereits eingetreten ist, sei $AE = l$, das absolute Gefälle der Wasseroberfläche KD und der Canalsohle AE sei $AB = h_n$, die Höhendifferenz zwischen dem Wasserspiegel im Behälter und der Wasseroberfläche im Canale bei D sei $FD = \eta$, die Querschnittsfläche des Gerinnes sei a und der benetzte Umfang desselben $= p$. Da $CB = FE = e + h_n = e_1 + \eta$ ist, so findet man das erforderliche relative Gefälle im Gerinne:

$$3) \quad \ldots\ldots \quad \frac{h_n}{l} = \frac{\eta - (e - e_1)}{l},$$

als eine Function der Wasserspiegeldifferenz $(e - e_1)$, endlich:

$$4) \quad \ldots\ldots \quad \eta = \frac{v^2}{2gm^2} + \frac{p}{a}\, l\, \frac{v^2}{k^2},$$

in welcher Gleichung k den Erfahrungscoefficienten in der bekannten Formel

$$c = k\sqrt{\frac{a}{p}\cdot\frac{h}{l}}$$

bezeichnet, welche von dem Hydrauliker Chezy für die Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen aufgestellt wurde.

Nach den Formeln 2, 3 und 4 sollen nun, nach dem Anrathen Rühlmann's, die vorkommenden praktischen Aufgaben gelöst werden.

Ueber die vorstehenden Formeln erlauben wir uns die nachstehende Aeusserung abzugeben. Aus der ersten Formel findet man die mittlere Geschwindigkeit v, mit welcher das Wasser aus dem Querprofile AC in den Canal einströmt:

$$v = m\sqrt{2g\left[(e - e_1) + \left(\frac{V^2}{2g}\right)\right]}.$$

Die Grösse dieser Geschwindigkeit hängt jedoch nicht blos von der Wasserspiegeldifferenz $(e - e_1)$ und von der Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{V^2}{2g}\right)$, sondern theilweise auch von dem Gefälle, von dem Querprofile und von der Beschaffenheit der Wände im anstossenden Canale, resp. von der Abflussgeschwindigkeit in demselben ab, daher die erste und die zweite Formel nicht ganz richtig sind.

Bei der Abströmung des Wassers aus dem Profile AC bis zum Profile DE wird die Ausflussgeschwindigkeit nach Maassgabe des Gefälles der Canalsohle entweder beschleunigt oder verzögert, wo im ersteren Falle der Wasserspiegel die in der Fig. 27 beiläufig eingezeichnete punktirte Linie CfD und im letzteren Falle die punktirte Linie CiD bildet, also wohl nur sehr selten die zur Canalsohle parallele Linie KD erlangt.

Die Entfernung $AE = l$, in welcher die Ausflussgeschwindigkeit v in die gleichförmige Canalgeschwindigkeit übergeht, dann auch das Gesammtgefälle in dieser Canalstrecke $ED = \eta$ lassen sich nach dem gegenwärtigen Stande der Hydraulik theoretisch nicht genau berechnen und können daher nur an einem bereits vollständig hergestellten Canale nach Vornahme sehr genauer Querprofils- und Geschwindigkeitsmessungen, sowie auch Nivellirungen mit Verlässlichkeit ermittelt werden.

In dem Ansatze des zweiten rechtsseitigen Gliedes in der vierten Gleichung wird vorausgesetzt, dass der Wasserspiegel KD in der Canalstrecke AE jedesmal parallel zur Canalsohle läuft, dann dass die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in dieser Canalstrecke gleichfalls v, also der Ausflussgeschwindigkeit im Profile AC ganz gleich ist, welche zwei Voraussetzungen jedoch sehr unwahrscheinlich sind, daher auch die vierte Formel nicht ganz richtig erscheint. Bei dem obigen Sachverhalte dürften die angegebenen vier Formeln zur Berechnung der Wasserausleitungen aus Flüssen in lange Werkcanäle keine ganz verlässlichen Resultate liefern.

Bezüglich jener Fälle, wo die Spitze (Ausleitung) des Canales mit einer Schleuse versehen ist, durch welche der Eintritt des Wassers in den Canal erfolgt, verweist Herr Rühlmann im §. 141 auf die Versuche von Lesbros (§. 103), dann auf die im §. 104 enthaltenen diesbezüglichen Berechnungen.

Lesbros hat die vorerwähnten Versuche mit kleinen Seitenöffnungen von 0,2 m Breite, welche in einer verticalen Wand eines 3,68 m breiten Zuflusscanals angebracht waren und mit angesetzten Gerinnen von 3 m Länge durchgeführt, welche letzteren gleichfalls 0,2 m breit und in der verlängerten Achse des Zuflussgerinnes gelegen waren, dann nach und nach in verschiedene Neigungen von $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{2,9}$ versetzt wurden.

Wegen der grossen Breite des Zuflusscanals im Verhältnisse zur ausströmenden Wassermenge waren die Zuflussgeschwindigkeiten sehr klein. Zur Berechnung der aus diesen Seitenöffnungen in die Gerinne einströmenden secundlichen Wasserquantitäten hat Lesbros dieselbe Formel, wie für die freie Ausströmung in die Luft angewendet, und zwar:

$$Q = \mu\, b\, (H - h) \sqrt{2\, g \left(\frac{H + h}{2}\right)},$$

in welcher die Höhe des Wasserspiegels im Zuflusscanale über der Unterkante der Oeffnung mit H und über der Oberkante mit h bezeichnet ist.

Mit Benützung der obigen Formel hat Lesbros aus den bei seinen Versuchen effectiv abgeflossenen Wasserquantitäten Q eine grosse Anzahl von Coefficienten μ für verschiedene Druckhöhen von 0,005—0,3 m, dann für Mündungshöhen von 0,01—0,20 m, endlich auch für mehrere Gestaltungen des Zuflusscanals berechnet.

Wenn auch anerkannt wird, dass diese vielen Versuche sehr werthvoll sind und dass die vorerwähnte Formel in Verbindung mit den für dieselbe entwickelten Coefficienten μ zur Berechnung der aus kleinen Schützenöffnungen in anstossende kurze Gerinne einfliessenden secundlichen Wasserquantitäten allenfalls noch angewendet werden kann, so ist doch andererseits einleuchtend, dass die obige offenbar unrichtige Formel weder zur Berechnung der bei grossen Schleusenöffnungen in anstossende Flussbette, noch zur Berechnung der aus grösseren Schützenöffnungen in die anliegenden Werkcanäle abströmenden Wasserquantitäten benützt werden kann.

Im §. 104 hat Rühlmann mit Beziehung auf seine Fig. 107, von welcher wir in Fig. 28 eine Copie angefertigt haben, noch die nachstehenden Formeln aufgestellt.

Rühlmann betrachtet zuerst den Fall: „wo vor der Mündung in einem Gerinne durch einen Einbau E ein künstliches Hinderniss angebracht und demzufolge ein Anschwellen (Stau) des Wassers erzeugt wurde. Hierzu sei A der Querschnitt des Ausflussbehälters MN, w der Querschnitt der Mündung, Ω der Querschnitt des Wasserstrahles im Gerinne, und zwar an einer Stelle, wo der Beharrungszustand ziemlich wieder eingetreten und der Parallelismus der Schichten als (beinahe) wieder vorhanden anzunehmen ist. Ferner sei h die Druckhöhe im Behälter über der Mitte der Mündung, η der Abstand des Wasserspiegels im Querschnitte Ω von derselben Mitte, so dass $(h - \eta)$ die Höhendifferenz der Wasserspiegel im Behälter und im Gerinne darstellt, endlich mögen die Geschwindigkeiten in den Querschnitten A, w und Ω, resp. mit V, v und U bezeichnet werden."

„Sodann liefert aber das Princip von der Erhaltung der lebendigen Kräfte unmittelbar die Gleichung:

$$5) \quad . \quad . \quad . \quad g\, M (h - \eta) = \tfrac{1}{2} M (U^2 - V^2) + \tfrac{1}{2} M (v - U)^2.$$

Aus dieser Gleichung, in welcher M die Wassermasse bezeichnet, wurde in dem Falle, wenn A gegen Ω sehr gross ist, für die pro Secunde ausfliessende Wassermenge Q die nachstehende, zuerst von Poncelet entwickelte Formel aufgestellt:

$$6) \quad \ldots\ldots \quad Q = \Omega \sqrt{\frac{2\,g\,(h - \eta)}{1 + \left(\frac{\Omega}{\alpha\, w} - 1\right)^2}}.“$$

Ueber die vorstehenden Entwicklungen glauben wir Nachstehendes bemerken zu sollen.

Da der Zufluss des Oberwassers in Flüssen oder Canälen gegen die darin erbauten Schleusenwehre nicht in einer solchen Art erfolgt, wie Rühlmann auf S. 207 mit Beziehung auf die Fig. 22 geschildert hat, sondern im Gegentheile, wie wir bei allen unseren früheren Entwicklungen nachgewiesen haben, dass von dem Stosse oder hydraulischen Drucke des zufliessenden Oberwassers gegen die festen Flächen der Schleusenwände nur ein Theil gegen die Ausflussöffnung abgelenkt wird, wogegen der übrige, oft noch bedeutende Theil dieser Stosskraft von der Widerstandsfähigkeit der Schleusenwände aufgenommen werden muss, daher für die Ausflussgeschwindigkeit ganz verloren geht, so ist hieraus ersichtlich, dass bei den Entwicklungen der Formeln für die Wasserausströmungen aus Schleusenöffnungen das Princip von der Erhaltung der ganzen lebendigen Kraft des zufliessenden Oberwassers nicht in Anwendung gebracht werden kann.

Wegen näherer Prüfung der aufgestellten Gleichung 5, kann dieselbe mittelst Abkürzung auch in nachstehender Form geschrieben werden:

$$(h - \eta) = \left(\frac{U^2}{2\,g} - \frac{V^2}{2\,g}\right) + \frac{(v - U)^2}{2\,g}.$$

Diese Gleichung drückt nun Folgendes aus:

Die Höhendifferenz $(h - \eta)$ soll erstens die Druckhöhe liefern, um die Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers V auf die Geschwindigkeit U im Abflusscanale zu beschleunigen, dann zweitens jenen Widerstand überwinden, welcher entsteht, wenn die Ausflussgeschwindigkeit v in die Geschwindigkeit U übergeht.

Das erste Glied der Gleichung ist nicht ganz richtig, weil die Geschwindigkeiten V und U in keinem unmittelbaren Zusammenhange stehen, indem V zuerst auf v beschleunigt und dann v auf U verzögert wird. Die zur Beschleunigung von V erforderliche Druckhöhe wird auch umso grösser, je ungünstiger die Schleusenconstruction und die Durchflussverhältnisse durch die Schleusenöffnungen sind, ferner ist die sich nach und nach ausbildende Geschwindigkeit U im Ablaufcanale, und zwar so weit unterhalb der Ausflussöffnung, wo der Beharrungszustand bereits eingetreten ist, laut unserer früheren Nachweisungen, nicht nur von der Wasserspiegeldifferenz $(h - \eta)$, sondern auch von dem Gefälle, von der Breite, Tiefe und der Beschaffenheit des Ablaufgerinnes abhängig, daher in zwei Fällen mit verschiedenen Schleusen- und Gerinneconstructionen, selbst dann, wenn V und U in beiden Fällen dieselbe Grösse hätten, die zur Beschleunigung der Geschwindigkeit V auf U erforderlichen Druckhöhen in diesen Fällen verschieden gross sein werden, was ohne genaue Berücksichtigung der obigen Constructions- und Abflussverhältnisse nicht berechnet werden kann.

Bezüglich der Beurtheilung des zweiten Gliedes der Gleichung müssen wir die nachstehenden hydraulischen Erhebungen in Erinnerung bringen.

Beim Durchflusse des Wassers durch eine Röhre, in welcher Verengungen vorhanden sind, wie solches in der Fig. 29 dargestellt ist, muss die Geschwindigkeit des Wassers beim Eintritte aus dem weiteren in den engeren Querschnitt der Röhre plötzlich eine grössere Geschwindigkeit annehmen und sodann beim Eintritte aus dem engeren in den weiteren Querschnitt der Röhre wieder plötzlich in eine kleinere Geschwindigkeit übergehen, wodurch offenbar ein Verlust an der lebendigen Kraft des durch die Röhre strömenden Wassers eintritt, welchen Verlust Carnot für jeden solchen Geschwindigkeitswechsel von v auf U mit $\frac{1}{2} M (v - U)^2$, also die diesem Verluste entsprechende Druckhöhe:

$$h = \frac{(v - U)^2}{2g}$$

gefunden hat.

Dieser Carnot'sche Satz kann jedoch auf den Ausfluss des Wassers aus Schleusenöffnungen in offene Gerinne nicht angewendet werden, weil das aus der Oeffnung ausströmende Wasser nicht plötzlich, sondern erst successive, und zwar zuweilen ziemlich weit unterhalb der Ausflussöffnung von der Geschwindigkeit v in jene U übergeht, ferner weil das im Gerinne abfliessende Wasser nicht so wie in einer Röhre von allen Seiten zusammengepresst wird, sondern in dem Gerinne, welches häufig breiter als die Ausflussöffnung ist, sich entsprechend ausbreiten, ja sogar nach aufwärts steigen und hiedurch die Druckhöhe $(h - \eta)$ vermindern kann.

Wenn auch nicht zu leugnen ist, dass bei dem Uebergange der grösseren Ausströmungsgeschwindigkeit v in die kleinere Ausflussgeschwindigkeit U ein Verlust an lebendiger Kraft im ausströmenden Wasser stattfindet, so erfolgt dieser Verlust nicht in der Ausflussöffnung selbst, sondern erst im Abflusscanale, in welchem die Geschwindigkeit v successive auf die Geschwindigkeit U übergeht.

Einen weiteren Beweis für die Unhaltbarkeit der ersten aufgestellten Gleichung findet man auch bei der weiteren Betrachtung, dass bei der

Ausströmung des Wassers aus einer Schleusenöffnung mit der Geschwindigkeit v in ein Reservoir mit stillstehendem Wasser, wo also $U = 0$ wäre, man den Druckhöhenverlust beim Uebergange der Geschwindigkeit v in jene auf Null mit $\frac{(v - o)^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}$ finden würde, und da auch zur Erzeugung der Geschwindigkeit v eine Druckhöhe $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ nothwendig ist, so wäre hiernach für den Ausfluss des Wassers aus der Schleusenöffnung in ein stillstehendes Unterwasser eine Druckhöhe von $2\left(\frac{v^2}{2g}\right) = \frac{v^2}{g}$ erforderlich, was jedoch, wie allgemein bekannt, nicht der Fall ist.

Nachdem also laut der vorstehenden Nachweisungen die erste aufgestellte Gleichung unrichtig ist, so kann auch die hieraus abgeleitete zweite Formel 6 für die Berechnung der secundlich ausströmenden Wassermenge Q nicht richtig sein. Unser Antrag geht daher dahin, dass das aus einer Schleusen- oder Schützenöffnung in ein kurzes Gerinne, wie solches in Fig. 28 dargestellt ist, ausströmende secundliche Wasserquantum nach unserer für Schleusen entwickelten Formel 30 berechnet, hiebei der höchste Punkt des im Gerinne gestauten Wasserspiegels als die Höhe des Unterwassers, dann die in diesem Profile stattfindende Geschwindigkeit U als die Abflussgeschwindigkeit des letzteren in Rechnung gebracht werde.

Da aus den vorstehenden Nachweisungen zu ersehen ist, dass selbst in der neuesten und wissenschaftlich auch am gründlichsten bearbeiteten Hydromechanik von Rühlmann, für die Wasserausleitungen aus Flüssen und Seen in lange Werkcanäle bisher keine verlässlichen Formeln aufgestellt worden sind, so werden wir nachfolgend zeigen, dass mit Benützung der von uns in den vorstehenden Paragraphen entwickelten Formeln für den Ausfluss des Wassers bei Grund- und Schleusenwehren und aus Schützenöffnungen, jedoch mit gleichzeitiger Combinirung derselben mit jenen Formeln, welche in den letzten Decennien für die Bewegung des Wassers in Canälen aufgestellt worden sind, die uns vorliegenden Aufgaben in nachstehender Art mit gewünschter Genauigkeit gelöst werden können.

Bei den früheren Entwicklungen der neuen Formeln für die unvollkommenen Ueberfälle, Schleusenwehre und Grundschleusen haben wir gesehen, dass das ausströmende Wasserquantum durch das abfliessende Unterwasser nur insofern beeinflusst wird, als letzteres theilweise einen hydrostatischen Gegendruck, zugleich aber auch eine Nachsaugung auf die Ausflussöffnung ausübt.

Da wir nun diese Rückwirkung des Unterwassers bei allen unseren Formeln genau in Rechnung gezogen haben, so kann man dieselben auch bei der Ausleitung des Wassers aus Flüssen oder Seen in lange Werkcanäle, mit voller Beruhigung anwenden, nur muss man früher die Wassertiefen und die Geschwindigkeiten des in den betreffenden Werkcanälen abfliessenden Wassers ermitteln.

Wir haben ferner nachgewiesen, dass nicht die Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Ober- und Unterwasser, sondern nur das aus der Einlassschleuse in den Werkcanal einströmende Wasserquantum auf die Dimensionen und auf das Gefälle des Canals einen maassgebenden Einfluss nimmt, daher es nothwendig sein wird, noch jene Formeln aufzusuchen, nach welchen für das abzuleitende Wasserquantum entweder die erforderlichen Dimensionen des Werkcanales oder das demselben zu ertheilende Gefälle berechnet werden können, indem nur aus der Combination dieser Formeln mit den für diese Wasserausströmungen aus den Einlassschleusen entwickelten Gleichungen, die bei den Wasserausleitungen in Werkcanäle vorkommenden Aufgaben gelöst werden können.

In den letzten Decennien wurden auf Grundlage vielfältiger Geschwindigkeitsmessungen in Strömen, Flüssen, Bächen und Canälen mehrere Formeln aufgestellt, nach welchen man aus den gemessenen Dimensionen, dem Gefälle, der Gestalt des Querprofils und dem Rauhigkeitsgrade der Wände in den Gerinnen, die mittleren Wassergeschwindigkeiten, mithin auch die in denselben abfliessenden Wasserquantitäten mit annähernder Genauigkeit berechnen kann.

Von den diesbezüglich aufgestellten Formeln wären für künstliche Canäle, mit einem etwas grösseren Gefälle, die Formel von Darcy und Bazin, und für Flüsse mit einem geringeren Gefälle, die Formel von Ganguillet und Kutter in Anwendung zu bringen.

Für die von uns behandelten Wasserausleitungen in Werkcanäle, dürfte also die von Bazin aufgestellte Formel:

35) . . . . $v = \sqrt{\dfrac{R \,.\, J}{\alpha + \dfrac{\beta}{R}}}$ als die geeignetste erscheinen,

weil selbe aus sehr vielen und genauen Versuchen in künstlich hergestellten Canälen abgeleitet wurde. In dieser Formel bezeichnet v die mittlere Geschwindigkeit des im Canale abströmenden Wassers, ferner R die hydraulische Tiefe, oder den mittleren Radius, welcher dem Quotienten aus dem Wasserquerschnitte durch den benetzten Umfang gleich ist, dann J das relative Gefälle der Canalsohle, sowie auch des mit der letzteren parallelen Wasserspiegels, endlich α und β die aus den Versuchen ermittelten Erfahrungs-Coefficienten, welche nach der verschiedenen Beschaffenheit und dem Rauhigkeitsgrade der Canalsohle und der Canalwände, mit den unter dem Striche*) angeführten Werthen gefunden wurden.

Um die obige Formel zur Berechnung der Dimensionen der Werkcanäle benützen zu können, müssen wir R durch die Dimensionen des Canals ausdrücken. Für ein rechtwinkliges Querprofil des Canals, dessen Breite $= b_1$ und Wassertiefe $= t_1$ ist, wird $R = \left(\frac{b_1\, t_1}{b_1 + 2\, t_1}\right)$.

Für einen Canal mit einem trapezförmigen Querschnitte, dessen Böschungen unter einem Winkel von 45 Graden angelegt sind, ist $R = \frac{t_1\,(b_1 + t_1)}{(b_1 + 2{,}828\, t_1)}$, wo b_1 die Breite der Canalsohle bezeichnet.

Für Canäle, welche ein anderes Querprofil haben, kann die Fläche und der benetzte Umfang desselben, dann auch das R leicht berechnet werden.

Wir erhalten sonach die zwei nachstehenden Formeln:

35) . . . . $v = \sqrt{\frac{R\,J}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$, dann für ein rechtwinkliges Querprofil:

36) . . . . $Q = b_1\, t_1\, v$, aus welchen Formeln wir zwei Unbekannte berechnen können.

Wäre z. B. das durch die Einlassschleuse in den Werkcanal einzuströmende secundliche Wasserquantum Q bereits normirt, so kann man aus den beiden obigen Formeln entweder das Gefälle J, oder die Wassertiefe t_1 oder endlich die Canalbreite b_1 und die Geschwindigkeit v berechnen, welche im Werkcanale vorhanden sein müssen, damit dieses Wasserquantum Q in demselben durchfliessen könne.

Sind die obigen Dimensionen des Werkcanales festgestellt, so kann man alsdann nach einer der früher entwickelten Formeln 28, 30 und 31 für die Wasserausströmung aus den in den Fig. 18, 24 und 25 dargestellten Grundwehren oder Einlassschleusen an der Ausmündung des

*) 1. Für Canäle mit sehr glatten Wänden aus Cement ohne Sand, oder aus gehobelten Brettern ist

α . . . . $= 0{,}00015$

β . . . . $= 0{,}0000045$.

2. Für Canalwände aus Cement mit Sand, aus behauenen Steinen, aus Ziegeln oder aus gewöhnlichen Brettern ist

α . . . . $= 0{,}00019$

β . . . . $= 0{,}0000133$.

3. Für nicht sehr glatte Canalwände aus Bruchsteinmauerwerk ist

α . . . . $= 0{,}00024$

β . . . . $= 0{,}000060$.

4. Für rauhe Canalwände in Erde ausgehoben, ist

α . . . . $= 0{,}00028$

β . . . . $= 0{,}00035$.

Werkcanales, entweder die nothwendige lichte Weite b, oder die lichte Höhe a der Schleusenöffnungen, oder endlich die Höhe H des Oberwasserspiegels über dem Wasserspiegel im Werkcanale berechnen, damit das bedungene Wasserquantum Q aus der Schleuse in den Werkcanal zuverlässlich einströme.

Im Falle die sämmtlichen Dimensionen der Einlassschleuse, sowie auch die Breite und das Gefälle des Werkcanales bereits normirt wären und man die Frage zu beantworten hätte, wie gross das secundliche Wasserquantum ist, welches unter den gegebenen Verhältnissen aus der Schleuse in den Werkcanal einströmen und in welcher Tiefe dasselbe im Canale fortfliessen werde, kann die diesbezügliche Berechnung in nachstehender Art durchgeführt werden.

Zunächst ist aus der, der vorgezeichneten Einlassschleuse entsprechenden Formel das secundlich ausströmende Wasserquantum unter der Annahme zu berechnen, dass das Wasser aus der Schleuse frei in die Luft, also ohne Vorhandensein des Unterwassers ausfliessen würde. Dieser gefundene Werth von Q ist jedoch offenbar zu gross, daher ein etwas kleinerer Werth desselben Q_1 als erster Näherungswerth anzunehmen ist, und mit diesem aus den Formeln 35 und 36 die Werthe von t_1 und v_1 zu berechnen sind. Hierauf wird aus der betreffenden Schleusenformel mit Einsetzung der früher gefundenen Werthe von t_1 und v_1 abermals das ausströmende Wasserquantum Q_2 berechnet, welches einen schon genaueren zweiten Näherungswerth bildet.

Mit Benützung dieses Q_2 werden aus den früheren Formeln wieder die Werthe von t_2 und v_2 berechnet, welche jedenfalls schon weit genauer als t_1 und v_1 sein werden.

Werden nun auch diese Werthe t_2 und v_2 in die betreffende Schleusenformel substituirt, so wird das hiernach berechnete Q_3 dem wahren Werthe von Q schon sehr nahe sein, und allenfalls nach der Regula falsi noch corrigirt werden können, wo dann sowohl nach der Schleusenformel, als auch noch der Formel $Q = b_1\, t_1\, v$, das Q mit einem ganz gleichen Werthe gefunden werden muss, und zugleich das secundliche Wasserquantum angibt, welches aus der normirten Einlassschleuse und in dem bedungenen Werkcanale abgeleitet werden kann.

Bisher haben wir jene Fälle der Wasserausleitungen in Canäle und Gerinne behandelt, wo die letzteren unmittelbar von den Schleusen ausgehen, und ihre Längenrichtung in der Fortsetzung der Schleusenachse liegt, daher wir hierbei die für das Ausströmen des Wassers aus den Schleusen in anstossende Flussbette entwickelten Formeln benützt haben.

In der Praxis kommen auch häufig Fälle vor, wo wegen Erlangung des für den Betrieb eines Etablissements erforderlichen grösseren Gefälles, von Seiten der Behörden die Aufstauung eines Flusses, mittelst eines einzubauenden Wehres gestattet, und dann die Ausleitung des aufgestauten Flusswassers in einen unmittelbar oberhalb des Wehres in das Flussufer eingeschnittenen Canals zu bewirken sein wird.

Bei solchen Wasserausleitungen hat der bauleitende Ingenieur die Berechnungen zu liefern, in welcher Breite und Tiefe der Werkcanal in das Flussufer eingeschnitten, ferner mit welchen Dimensionen und mit welchem Gefälle der Canal angelegt werden soll, damit das normirte secundliche Wasserquantum dem Etablissement zuverlässig zugeleitet werde.

Da die Hydrauliker für diese Arten der Wasserausleitungen bisher noch keine Formeln aufgestellt haben, so wollen wir versuchen, auch für diese Fälle die entsprechenden Formeln zu entwickeln.

Wir wollen zunächst den einfachsten Fall behandeln, wo in einem Flussbette ein verticales Stauwehr senkrecht auf den Flusslauf eingebaut, und an dem einen Flussufer ein Werkcanal ausgeleitet ist, wie wir es in Fig. 11, Taf. II dargestellt haben.

Um die Abflussverhältnisse in einem solchen Canal genauer kennen zu lernen, haben wir das Längenprofil des Flussbettes mit dem senkrechten Querschnitte des Stauwehres nach der Fig. 11, in der Fig. 30, Taf. IV gezeichnet, in welchem auch die im Flussufer eingeschnittene Ausmündung des Canals $a f\ a_1 f_1$ ersichtlich ist.

Wir wollen vorläufig den einfachen Fall untersuchen, wo das gesammte bei mittleren Wasserständen im Flussbette secundlich zufliessende Wasserquantum Q durch den Werkcanal abgeleitet werden soll, wobei das Wasser bis zur Wehrkrone E aufgestaut sein muss, ohne über dieselbe abzufliessen.

Es wird sich zunächst um die Ermittlung handeln, welcher hydraulische und hydrostatische Druck von dem mit der Geschwindigkeit c zufliessenden Oberwasser auf die Canalausmündung $a f a_1 f_1$ ausgeübt wird.

Es ist nun einleuchtend, dass der hydraulische Druck des Oberwassers gegen die Wand des Wehres $E E_1$ sich auch gegen die nächstgelegenen beiderseitigen Flussufer, sonach auch gegen die Canalöffnung in gleicher Stärke äussern wird.

Den vorbesagten hydraulischen Druck haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichung 20 im Absatze 4 berechnet mit $p_5 = \gamma \dfrac{c^2}{g} B k$, daher dieser auf die Flächeneinheit der Wehrwand und der Flussufer bezogene Druck $p_6 = \gamma \dfrac{c^2}{g}$ ist.

Wird nun die Tiefe der Canaleinmündung unter der Wehrkrone $a a_1 = t$, die senkrechte Querschnittsbreite $a e = b$, Fig. 11, und der Ausästungswinkel des Canals mit dem Flussufer $= w$ gesetzt, so ist der obige Druck auf die schiefe Querschnittsfläche $a e = b t$, gleich dem Drucke auf die Projection dieser Fläche $a e_1 = b t \sin w$, mithin dieser Druck auf die ganze Querschnittsfläche $p_7 = \gamma \dfrac{c^2}{g} b t \sin w$.

Wird dieser Druck als eine lineare Grösse Jh, Fig 11, aufgetragen und in die zwei Kräfte Jk und Ja zerlegt, so ist der senkrecht auf die Fläche $a\,e$ wirkende Druck:

$$Jk = Jh \cos (90 - w) = \gamma \frac{c^2}{g} b\, t \,\overline{\sin w}^2$$

Diesen Druck, welcher in allen Schichten gleich gross ist, kann man als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma von der Dicke d darstellen, welch' letztere aus der Gleichung:

$$\gamma\, b\, t\, d = \gamma \frac{c^2}{g} b\, t \,\overline{\sin w}^2$$

gefunden wird, also:

$$d = \frac{c^2}{g} \,\overline{\sin w}^2.$$

Der senkrecht auf die Flussufer wirkende hydraulische Druck des zufliessenden Wassers $= \gamma \frac{c^2}{g}$ wird, ebenso wie von den Wehrflügeln in die Ausflussöffnung eines Ueberfalles, hier gegen die Ausmündung des Werkcanals abgelenkt, und man kann approximativ annehmen, dass die Breite der beiderseitigen Uferstreifen, von welchen der obige Druck gegen die Canalausmündung abgelenkt wird, der Breite b der letzteren gleich sein werde.

Den von den Wehrflügeln gegen die Ausflussöffnung abgelenkten hydraulischen Druck haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichung 20 gefunden:

$$p_4 = \gamma\, H \frac{c^2}{g} \left(\frac{B - b}{2}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \varphi}^2.$$

Im vorliegenden Falle ist $H = t$, $B = 2\,b$, also $\left(\frac{B - b}{2}\right) = 0{,}5\, b$ und der Winkel $\varphi = 90^0$, daher:

$$p_4 = \gamma\, t \frac{c^2}{g} . \, 0{,}5\, b \, . \tfrac{1}{2} = 0{,}25\, \gamma\, t \frac{c^2}{g} b$$

sein wird.

Nachdem dieser Druck auf alle Höhenschichten der Ausflussöffnung als gleichmässig vertheilt angenommen werden darf, so kann derselbe auch als das Gewicht eines, vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma von der Länge b, der Höhe t und einer noch unbekannten Dicke d_1 angesehen werden, welche letztere aus der Gleichung:

$\gamma\, b\, t\, d_1 = 0{,}25\, \gamma\, t \frac{c}{g} b$, also $d = 0{,}25 \frac{c^2}{g}$ berechnet werden kann.

Den hydraulischen Druck des im unteren Flussbettquerschnitte fliessenden Wassers, welcher horizontal und senkrecht auf die Ausflussöffnung fortgepflanzt wird, haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichung 20 gefunden:

$$p_6 = \gamma \frac{c^2}{g} B\, k \,\overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^2.$$

Da dieser Druck an der Ueberfallschwelle am grössten ist, und in den oberen Schichten abnimmt, daher derselbe als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma angesehen werden kann, so fand man die untere Breite desselben:

$$\beta = \frac{2\,c^2\,B\,k}{b\,g\,H} \,.\, \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2.$$

Im vorliegenden Falle, Fig. 30 und 31 a, ist die Breite des Uferstreifens, auf welchen der Druck erfolgt $a_1\,e_1 = b \sin w$, die Höhe desselben $a_1\,a_3 = (k - t)$, die Grösse der Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers $o\,m = \frac{n\,v^2}{2\,g}$, endlich die Höhe der getauchten Ausflussöffnung, bis zu welcher der obige Druck reicht:

$$o\,a_1 = \left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right),$$

daher:

$$\beta = \frac{2\,c^2\,(k-t)}{g\left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)} \sin w\; \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2.$$

Da jedoch dieser Druck auf die Oeffnungsfläche $a\,e$ unter einem Winkel $(90 - w)$ wirkt, so findet man den senkrecht auf $a\,e$ wirkenden Druck, resp. die Sohlenbreite des dreiseitigen Wasserprisma:

$$\beta_1 = \frac{2\,c^2\,(k-t)}{g\left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}\; \overline{\sin w}^2\; \overline{\cos \tfrac{1}{2}\,\Psi}^2.$$

Nun trage man die vorstehend berechneten Dimensionen der die Drucke repräsentirenden Wasserprismen in der Fig. 31 a graphisch nachstehend auf:

$$d = a\,e,\; d_1 = e\,e_2,\; \frac{n\,v^2}{2\,g} = o\,m.$$

Das Trapez $e_2\,e_3\,p\,r$ als den Querschnitt des Wasserkörpers, welcher dem hydrostatischen Drucke entspricht, endlich $\beta_1 = r\,r_2$, daher das Trapez $a\,e_3\,p\,r_2\,a_1$ den Querschnitt des vor der Ausflussöffnung liegenden Wasserkörpers darstellt, dessen Gewicht der Summe aller auf die Ausflussöffnung $a\,e$ wirkender hydraulischer und hydrostatischer Drucke gleich ist.

Aus dem obigen Trapezquerschnitte können nun die in jeder Wasserschichte wirkenden Drucke leicht bestimmt werden.

Der hydraulische Druck am Wasserspiegel ist:

37) . . . $s = a\,e + e\,e_2 = d + d_1 = \frac{c^2}{g}\left(0{,}25 + \overline{\sin w}^2\right),$

Der Druck in der Schichte $o\,p$, wo der hydrostatische Gegendruck des Unterwassers zu wirken beginnt, ist:

37) . $s_1 = o\,o_1 + o_1\,p = s + t - \left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right) = s + t + \frac{n\,v^2}{2\,g} - t_1.$

Der Druck an der Ueberfallschwelle ist:

$$37) \quad . \quad . \quad s_2 = o\,p + r\,r_2 = s_1 + \frac{2\,c^2\,(k-t)}{g\left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}\,\overline{\sin w}^{\,2}\,\overline{\cos \tfrac{1}{2}\Psi}^{\,2}.$$

Mit Rücksicht auf die obigen Drucke findet man die durch den oberen Theil der Oeffnung $a\,o$ frei in die Luft ausfliessende secundliche Wassermenge nach der Grundgleichung 20, in welcher

$$H = \left(t - t_1 + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right) \text{ und } (s_1 - s) = \left(t - t_1 + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right) \text{ also } \left(\frac{H}{s_1 - s}\right) = 1$$

zu setzen ist:

$$37) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad q_1 = {}^2\!/_3\,\mu\,b\sqrt{2\,g}\,\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Das durch den getauchten Theil der Oeffnung $o\,a_1 = \left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)$ ausfliessende Wasserquantum wird gleichfalls nach der Grundgleichung 20 gefunden, wenn $H = o\,a_1 = \left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)$ gesetzt wird:

$$37) \quad . \quad . \quad . \quad q_2 = {}^2\!/_3\,\mu_1\,b\sqrt{2\,g}\left(\frac{t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}}{s_2 - s_1}\right)\left[s_2^{\frac{3}{2}} - s_1^{\frac{3}{2}}\right].$$

Das gesammte aus der Oeffnung $a\,a_1$ ausfliessende secundliche Wasserquantum wird daher betragen:

$$37) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = q_1 + q_2.$$

Da wir ausser den vorstehenden Formeln auch für die gleichmässige Fortbewegung dieses Wasserquantums in dem anstossenden Werkcanale noch die zwei früheren Formeln 35 und 36 besitzen, so können wir hiernach, für ein gegebenes Problem drei Unbekannte berechnen, wenn die übrigen Dimensionen entweder normirt oder nach Maassgabe der Localverhältnisse bestimmt worden sind.

Wäre die Geschwindigkeit c des im Flussbette zufliessenden Wassers sehr gering, was beim Einbaue höherer Stauwehre meistens auch der Fall ist, wo dann $c = o$ gesetzt werden kann, oder erfolgt die Ausleitung des Werkcanals aus einem grossen Reservoir, wobei gleichfalls $c = o$ ist, so werden die vor entwickelten Formeln bedeutend einfacher, und man findet für diese Fälle:

$$s = o,\ s_1 = t - t_1 + \frac{n\,v^2}{2\,g},\ s_2 = s_1,$$

$$q_1 = {}^2\!/_3\,\mu\,b\sqrt{2\,g}\left(t - t_1 + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)^{\frac{3}{2}}$$

$$q_2 = \mu_1\,b\left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(t - t_1 + \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)}$$

$Q = q_1 + q_2$, oder

$$38) \quad Q = b \sqrt{2g\left(t - t_1 + \frac{n v^2}{2g}\right)} \left[{}^2/_3\, u \left(t - t_1 + \frac{n v^2}{2g}\right) + \right.$$
$$\left. + \mu_1 \left(t_1 - \frac{n v^2}{2g}\right)\right].$$

Um die Verwendbarkeit der vorstehenden Formeln zu prüfen, haben wir das nachfolgende, in der Praxis leicht vorkommende Beispiel vollständig berechnet.

In einem 10 m breiten Flusse, in welchem ein mittleres Wasserquantum von 6 m³ pro Secunde abfliesst, wird senkrecht auf den Flusslauf ein 3 m hohes verticales Stauwehr erbaut, vor welchem ein 2000 m langer Werkcanal unter einem Winkel von 45⁰ gegen das abwärtige Flussufer abzweigt. Bei dem obigen Wasserzuflusse soll der Wasserspiegel im Flussbette bis zur Wehrkrone aufgestaut, dann das ganze Zuflussquantum in den Werkcanal eingeleitet und in diesem den Wassermotoren eines Etablissements zugeführt werden.

Mit Rücksicht auf die Local-, Terrains- und Bodenverhältnisse wird für den Werkcanal ein trapezförmiges Querprofil mit einfüssigen Böschungen nebst der Bedingung normirt, dass in demselben das Wasser bei einer Tiefe von 1 m mit 1 m Geschwindigkeit abfliessen soll. Es ist nun zu berechnen, in welcher Breite und Tiefe die Canalausmündung in das Flussufer eingeschnitten, ferner in welcher Breite und mit welchem Sohlengefälle der Werkcanal ausgehoben werden muss, damit das zufliessende secundliche Wasserquantum von 6 m³ dem Etablissement zuverlässig zugeführt werde. Von den in unseren Formeln enthaltenen Buchstabenbezeichnungen sind nun die nachstehenden Dimensionen und Werthe angegeben:

$$B = 10\,\text{m},\ Q = 6\,\text{m}^3,\ k = 3\,\text{m},\ c = \frac{Q}{B\,k} = 0{,}2\,\text{m},\ w = 45^0,\ t_1 = 1\,\text{m},\ v = 1\,\text{m},$$

und wird das Flussufer an der Canalausmündung vertical hergestellt, so ist der Winkel $\Psi = 90^0$. Nun verbleiben noch die vier Unbekannten b, t, b_1 und J. Da aber nur drei Gleichungen zu Gebote stehen, so kann man im vorliegenden Falle annehmen, dass die mit verticalen Wänden herzustellende Canalausmündung in das Flussufer dieselbe Breite wie die Sohle des Werkcanals erhält, daher $b = b_1$ sein wird, und es bleiben sonach nur drei Unbekannte zu berechnen.

Zuerst wird b_1 aus der Gleichung $Q = t_1\, v\,(b_1 + t_1)$ berechnet und man findet $b_1 = \frac{Q}{t_1\, v} - t_1 = 5\,\text{m}$, welche Breite auch die Canalausmündung erhält, daher auch $b = 5\,\text{m}$ sein wird. Das Gefälle J der Sohle und des Wasserspiegels im Werkcanale findet man aus der Gleichung 35:

$$v = \sqrt{\frac{R\,J}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}.$$

Nun ist nach den früher angegebenen Dimensionen für den trapezförmigen Querschnitt des Canals $R = \frac{6}{7,828} = 0,7665$, ferner für rauhe, in Erde ausgehobene Canalwände $\alpha = 0,00028$ und $\beta = 0,00035$.

Nach Einsetzung dieser Werthe in die obige Gleichung findet man das erforderliche relative Gefälle im Werkcanale $J = 0,000961$ und das Gesammtgefälle auf die Canallänge von 2000 m mit $J_1 = 1,922$ m. Durch den vorstehend dimensionirten Werkcanal würde das Wasserquantum von 6 m^3 pro Secunde dem Etablissement zugeführt werden.

Sollte jedoch der Besitzer des Etablissements, um einen Theil des obigen Gefälles für seine Wassermotoren zu gewinnen, sich entschliessen, den Werkcanal bei gleichem Querschnitte von 6 m^2, der Wassertiefe von 1 m und der Geschwindigkeit von 1 m in demselben in einem rechtwinkligen Querprofile mit sehr glatten Wänden aus Cement ohne Sand oder aus gehobelten Brettern herzustellen, dann ist $R = \frac{6}{8} = 0,75$, ferner sind die Coefficienten $\alpha = 0,00015$ und $\beta = 0,0000045$ zu setzen und man findet aus der obigen Gleichung das relative Gefälle der Canalsohle $J = 0,0002024$ und das Gesammtgefälle $J_1 = 0,4048$ m, daher der Etablissementsbesitzer bei der letzteren Canalherstellung von dem früher berechneten Gesammtgefälle nun 1,5176 m zur Verwendung für seine Wassermotoren gewinnen würde.

Um aus unseren Formeln 37 die Tiefe t berechnen zu können, bis auf welche die Canalausmündung in das Flussufer eingeschnitten werden soll, muss man zunächst noch die Ausflusscoefficienten μ und μ_1 ermitteln.

Nachdem uns keine verlässlichen Versuche über Wasserausleitungen in Werkcanäle zu Gebote stehen, aus welchen man die obigen Coefficienten berechnen könnte, so muss man sich vorläufig mit annähernden Werthen für dieselben behelfen.

Für die Berechnung des uns vorliegenden Beispiels wollen wir mit Rücksicht auf den Umstand, dass das Flusswasser nur in einer sehr geringen Höhe frei in den Canal abströmt, dasselbe in der ganzen übrigen Tiefe in das Canalwasser, also in getauchter Oeffnung einfliesst, die Coefficienten $\mu = \mu_1 = 0,6$ annehmen, da dieser Werth den im §. 11 angeführten neuesten Versuchen von Francis an den unvollkommenen Ueberfällen für die Abströmungen in ein abfliessendes Unterwasser am nächsten gleichkommt.

Substituirt man alle vorstehend angegebenen Buchstabenwerthe in unsere Formeln 37, so findet man nach der Näherungsmethode, dass der Werth $t = 1,136$ m der Aufgabe vollkommen entspricht, indem man erhält $q_1 = 0,64\ m^3$ und $q_2 = 5,36\ m^3$, also $Q = q_1 + q_2 = 6\ m^3$. Wenn also die Canalausmündung 5 m breit und 1,136 m tief in das Flussufer eingeschnitten, und der im Flussbette aufgestaute Wasserspiegel um 0,136 m höher stehen wird, als der im Canale abfliessende, dann wird das normirte

Wasserquantum von 6 m³ pro Secunde in den Werkcanal einströmen und durch denselben dem Etablissement zugeführt werden.

Das vorstehend berechnete Beispiel liefert den Beweis, dass die von uns entwickelten neuen Formeln zur Berechnung der Wasserausleitungen aus Flüssen in Canäle ganz geeignet sind, ferner dass unsere frühere Behauptung begründet sei, wonach das Gefälle im Ableitungscanale nicht eine Function der Wasserspiegeldifferenz an der Canalausästung ist, sondern insbesondere von den Dimensionen und dem Querprofile des Canals, dann von dem Rauhigkeitsgrade seiner Wände abhängig ist.

Nun müssen wir die Formeln auch noch für jene Fälle zu entwickeln suchen, wenn in einem Flusse schon bei gewöhnlichen Wasserständen ein grösseres Wasserquantum fliesst, als in den Werkcanal abgeleitet werden kann, sonach das Oberwasser bis zu der bedingten Höhe $A_1 E_2$, Fig. 30, aufgestaut gehalten werden soll, daher das Wasser nicht nur durch den Canal abfliesst, sondern auch das Stauwehr in der Höhe $E_2 E = H$ überströmt. In diesen Fällen ist die genaue Ermittlung des auf die Canalöffnung $a_2\, a_1\, f_2 f_1$ in den einzelnen Schichten wirkenden hydraulischen Druckes sehr schwer, weil die Strömungen des Oberwassers einerseits in die Canalöffnung und andererseits über die Wehrkrone miteinander collidiren und diese Rückwirkungen auch sehr verschieden sind, je nachdem das Verhältniss der nach den beiden Richtungen abfliessenden Wasserquantitäten sich ändert.

In diesem Falle wird wohl nichts erübrigen, als den hydraulischen Druck auf die Canalöffnung wenigstens approximativ zu ermitteln und hiernach auch die in den Canal einströmende Wassermenge nur mit thunlicher Genauigkeit zu berechnen.

Die bei der Wassereinströmung aus dem Flussbette in die Canaleinmündung wirkenden hydraulischen und hydrostatischen Drucke wären zunächst, sowie bei der vorhergehenden Aufgabe, jedoch mit den nachstehenden Modificationen zu ermitteln.

1. Das zufliessende Oberwasser kann den ganzen hydraulischen Druck $\left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$ auf die Canalöffnung nicht ausüben, weil dieser Zufluss nicht gegen diese Oeffnung, sondern parallel zu derselben erfolgt.

2. Aus demselben Grunde wird auch von den Flussufern gegen die Canalöffnung kein hydraulischer Druck abgelenkt.

3. Nachdem das im unteren Flussbettprofile $D\, a_1\, C\, a_3$ fliessende Wasser nicht nur gegen die Canalöffnung, sondern auch gegen die Wehrkrone abströmen kann, so ist jener Theil des hydraulischen Druckes desselben, welcher gegen die Canalöffnung abgelenkt wird, wahrscheinlich nur halb so gross, als wir ihn früher bei dem Grundwehre berechnet haben.

Wenn wir nun ein Längenprofil durch den Ableitungscanal mit Berücksichtigung der vorerwähnten Normen in der Fig. 31 b verzeichnen, so erhalten wir die nachstehende graphische Darstellung der auf die Canalöffnung wirkenden Kräfte.

Es sei die Wassertiefe in der Ausmündung $a_2\,a_1 = t + H$, die Grösse der Nachsaugung des Canalwassers $o\,m = \frac{n\,v^2}{2\,g}$, die Wassertiefe im Canale $i\,l = t_1$ und die Höhe

$$a_2\,o = \left\{t + H - \left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\right\},$$

so ist die durch den oberen Theil der Oeffnung $a_2\,o$ frei in die Luft ausströmende Wassermenge:

$$q_1 = {}^2/_3\,\mu\,b\,.\,a_2\,o\sqrt{2\,g\,.\,a_2\,o},\ \text{oder}$$

$$q_1 = {}^2/_3\,\mu\,b\sqrt{2\,g}\left(t + H + \frac{n\,v^2}{2\,g} - t_1\right)^{\frac{3}{2}}.$$

Den Theil des hydraulischen Druckes, welcher von den im unteren Querschnitte des Bettes fliessenden Wasser gegen die Ausflussöffnung abgelenkt wird, haben wir bei der Entwicklung der Grundgleichung 20 berechnet:

$$p_6 = \gamma\,\frac{c^2}{g}\,.\,B\,k\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi}^{\,2}.$$

Für unseren vorliegenden Fall wird, wenn wir die Wehrhöhe $E\,E_1$ abermals $= k$, die Wassertiefe unter der Canalsohle $a_1\,a_3 = (k - t)$, die Breite $a\,e = b\sin\omega$, die Grösse des hydraulischen Druckes $= \frac{c^2}{2\,g}$, endlich den Böschungswinkel des Flussufers unterhalb der Canalsohle $= \Psi$ setzen, der obige Druck die nachstehende Grösse erhalten:

$$p_6 = p\,\frac{c^2}{2\,g}\,(k - t)\,b\sin\omega\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi}^{\,2}.$$

Da dieser hydraulische Druck an der Canalsohle $a_1\,e_1$ am grössten ist, nach oben zu abnimmt und in der Schichte $p\,m$ des beginnenden hydrostatischen Gegendruckes des Unterwassers als Null angenommen wird, so kann dieser Druck als das Gewicht eines vor der Canalöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma angesehen werden, dessen Sohlenbreite β aus der nachstehenden Gleichung gefunden wird:

$$\gamma\,b\left(\frac{t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}}{2}\right)\beta = \gamma\,\frac{c^2}{2\,g}\,(k - t)\,b\sin\omega\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi}^{\,2},$$

also

$$\beta = \frac{c^2}{g}\left(\frac{k - t}{t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}}\right)\sin\omega\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\,\Psi}^{\,2}.$$

Wird nun die Grösse β von r_2 nach r_1 aufgetragen, so stellt das Trapez $o\,p\,a_1\,r_1$ den Querschnitt des Wasserprisma, dessen Gewicht dem hydrostatischen und den hydraulischen Gesammtdruck auf die Ausflussöffnung $o\,a_1$ gleich ist. Dieser Wasserdruck ist nun in der oberen Schichte $o\,p$

39) . . . . $$s_1 = \left(t + H + \frac{n\,v^2}{2\,g} - t_1\right)$$

und in der unteren Schichte $a_1\,r_1$

39) . . $$s_2 = s_1 + \beta = s_1 + \frac{c^2}{g}\left(\frac{k - t}{t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}}\right) \sin\omega\,\overline{\cos\tfrac{1}{2}\Psi}^{\,2}.$$

Das aus der Oeffnung $o\,a_1$ ausfliessende secundliche Wasserquantum findet man nach der Grundgleichung 20, und zwar:

39) . . . $$q_2 = {}^2/_3\,\mu_1\,b\sqrt{2\,g}\left(\frac{t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}}{s_2 - s_1}\right)\left[s_2^{\frac{3}{2}} - s_1^{\frac{3}{2}}\right].$$

Wäre die Zuflussgeschwindigkeit c und die Wassertiefe unter der Canalsohle $(k - t)$ nur gering, so könnte q_2 auch aus der einfacheren Formel berechnet werden:

39) . . . . . . $$q_2 = \mu_1\,b\left(t_1 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\,s_1}.$$

Das gesammte aus dem Flussbette in den Canal secundlich einströmende Wasserquantum wird demnach betragen:

39) . . . . $$Q = q_1 + q_2.$$

Aus der Combination der vorstehenden Formeln mit den für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Canälen geltenden Gleichungen 35 und 36 können drei Unbekannte berechnet werden, falls die übrigen Dimensionen normirt sind.

Bei der Wasserausleitung in einen Werkcanal oberhalb eines im Flussbette in schiefer Richtung eingebauten Stauwehres, wie solche in Fig. 12, Taf. II, dargestellt ist, sind folgende Momente zu berücksichtigen. Die frühere Fig. 30 kann auch den senkrecht gedachten Querschnitt auf die Richtung des schiefen Wehres in Fig. 12 darstellen.

Für den Fall, wenn das ganze im Flussbette abfliessende Wasser in den Canal geleitet und das Oberwasser nur bis zur Linie $A\,E$ aufgestaut wird, also über die Wehrkrone E kein Wasser abströmt, dann ist der hydraulische Druck des zufliessenden Oberwassers auf die beiderseitigen Flussufer, also auch in die Canalöffnung ebenso gross, als bei einem senkrecht auf den Flusslauf eingebauten Stauwehre, daher in diesem Falle das in den Canal einströmende Wasserquantum nach den früher entwickelten Formeln 37 berechnet wird.

Wenn jedoch im Flussbette eine grössere Wassermenge fliesst, welche bei der von der Behörde normirten Aufstauung des Oberwassers bis zur Linie $A_1 E_2$ theils in die Canalöffnung af einfliesst, theils über die Wehrkrone in der Höhe $E_2 E = H$ strömt, dann müssen die nachstehenden Druckverhältnisse berücksichtigt werden.

Der gesammte hydraulische Druck des im Flussbette bis zur Wehrkrone fliessenden Wassers ist $= \gamma B k \frac{c^2}{g}$, welchen wir in Fig. 12 mit der linearen Grösse $a_1 o$ dargestellt und in die zwei Kräfte $o g_1$ und $o f_1$ zerlegt haben, von welchen die erstere senkrecht auf die Wehrböschung wirkt, und hiedurch die Hebung und Ablenkung des zufliessenden Wassers gegen die Ausflussöffnung über der Wehrkrone bewirkt, wogegen die zweite Kraft $o f_1 = a_1 o \cos\varphi = \gamma \frac{c^2}{g} B k \cos\varphi$ den hydraulischen Druck auf das linke Flussufer $L a$ überträgt.

Da nun angenommen werden kann, dass von dem obigen hydraulischen Drucke $o f_1$ von der Canalsohle $f_1 a_1$ bis zur Höhe der Wehrkrone E (Fig. 30) auf die Canalöffnung ein solcher Theil übertragen wird, welcher dem Verhältnisse der Uferlängen af zu aL (Fig. 11) entspricht, so findet man, da $aL = \frac{B}{\operatorname{tang}\varphi}$ und $af = \frac{b}{\sin\omega}$ ist, den auf die Canalöffnung af bis zur Wehrkrone übertragenen hydraulischen Druck:

$$p = \gamma \frac{c^2}{g} . tb \frac{\sin\varphi}{\sin\omega}.$$

Jener Theil dieses Druckes, welcher rechtwinklig auf den senkrechten Canalquerschnitt übertragen wird, ist

$$= p \cos(\omega - \varphi) = \gamma \frac{c^2}{g} . t b \frac{\sin\varphi}{\sin\omega} \cos(\omega - \varphi).$$

Da dieser Druck in allen Schichten gleich gross ist, so kann man sich denselben als das Gewicht eines vor der Ausflussöffnung liegenden vierseitigen Wasserprisma vorstellen, dessen Länge $= b$, dessen Höhe $= t$ und dessen Breite $\beta = \frac{c^2}{g} . \frac{\sin\varphi}{\sin\omega} . \cos(\omega - \varphi)$ ist.

Der hydraulische Druck des im untersten Querschnitte von der Flussbettsohle bis zur Canalsohle fliessenden Wassers ist:

$$p_1 = \gamma \frac{c^2}{g} (k - t) B \cos\varphi.$$

Jener Theil dieses Druckes, welcher auf die Flussböschung unterhalb der Canalsohle $f_1 a_3$ wirkt, ist:

$$p_2 = \gamma \frac{c^2}{g} (k - t) b . \frac{\sin\varphi}{\sin\omega}.$$

Dieser auf das unter einem Winkel Ψ geböschte Flussufer ausgeübte Druck bewirkt, dass das Wasser aus dem untersten Querschnitte gehoben, gegen die Canalöffnung gedrängt und hiedurch die Ausflussgeschwindigkeit vergrössert wird. Laut der Entwicklung der Grundgleichung 20 ist jener Theil dieses hydraulischen Druckes, welcher auf die Ausflussöffnung wirkt,

$$p_6 = \gamma \frac{c^2}{g} (k - t)\, b \frac{\sin \varphi}{\sin \omega} \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{2}.$$

Da dieser Druck an der Canalsohle am grössten ist und nach oben abnimmt, so kann derselbe als das Gewicht eines vor der Canalöffnung liegenden dreiseitigen Wasserprisma von der Länge b, von der Höhe $\left(t_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right)$ und von der Sohlenbreite β_1 dargestellt werden, welche letztere aus der Gleichung gefunden wird:

$$\gamma \frac{b}{2} \left(t_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right) \beta_1 = \gamma \frac{c^2}{g} (k - t)\, b \frac{\sin \varphi}{\sin \omega} . \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{2},$$

also

$$\beta_1 = \frac{2 c^2}{g} . \frac{(k - t)}{\left(t_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right)} \frac{\sin \varphi}{\sin \omega} \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{2}.$$

Um die Formeln für die Berechnung des in den Canal einströmenden Wasserquantums entwickeln zu können, müssen wir uns zunächst die früher besprochenen hydraulischen Drucke des Oberwassers auf die Canalöffnung in der Fig. 31 c graphisch aufzeichnen.

Es sei $a_2 a_1 = H + t$ die ganze Canalöffnung, $i l = t_1$ die Tiefe des im Canale mit der mittleren Geschwindigkeit v abfliessenden Wassers $o m = \frac{n v^2}{2 g}$ die Grösse der Nachsaugung desselben, $a d a_1 f$ der Querschnitt des den hydraulischen Druck auf die Canalöffnung darstellenden Wasserprisma, daher $a d = a_1 f = \beta = \frac{c^2}{g} . \frac{\sin \varphi}{\sin \omega} . \cos(\omega - \varphi)$.

Das Trapez $a_3 f r p$ stellt den Querschnitt des Wasserprisma vor, dessen Gewicht dem hydrostatischen Drucke des Oberwassers mehr der Nachsaugung $\frac{n v^2}{2 g}$ des Unterwassers auf die Canalöffnung entspricht, endlich sei das Dreieck $p r r_1$ der Querschnitt des Wasserprisma, dessen Gewicht dem hydraulischen Drucke gleich ist, welcher von dem im unteren Flussprofile fliessenden Wasser gegen die Ausflussöffnung übertragen wird, daher

$$r r_1 = \beta_1 = \frac{2 c^2}{g} . \frac{(k - t) \sin \varphi}{\left(t_1 - \frac{n v^2}{2 g}\right) \sin \omega} \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{2}.$$

sein muss.

Wenn nun der oberste Theil des hydrostatischen Druckes $a_3 d e$ unmittelbar an die Ausflussöffnung als das Dreieck $a_2 a e_1$ übertragen wird, wobei der hydrostatische Druck des vor der Oeffnung vorbeifliessenden Wassers $a_2 a = H$ sein wird, so stellt die Figur $a_2 e_1 e p r_1 a_1$ den Querschnitt eines Wasserprisma vor, dessen Gewicht der Summe aller auf die Canalöffnung wirkenden hydraulischen und hydrostatischen Drucke gleich ist.

Hiernach müssten wir die in die Canalöffnung einströmende Wassermenge zuerst aus dem Oeffnungstheile $a_2 a$ mit dem Wasserdruckprisma $a_2 a e_1$, dann aus dem Oeffnungstheile $a o$ mit dem Wasserdruckprisma $a e p o$ berechnen.

Da es nun bekannt ist, dass langsam fliessende Wasserschichten auf schnell strömenden nicht ungeändert bestehen können, zumal die ersteren von den letzteren mitgerissen und hierdurch dieselben selbst etwas retardirt werden, so ist es einleuchtend, dass hier ein Ausgleich der Wassergeschwindigkeiten bis zu einem gewissen Grade erfolgen, und dass das Wasser aus der Oeffnung $a o$ mit einer von a nach o fast gleichmässig steigenden Geschwindigkeit ausfliessen wird, daher man das Ausflussquantum der Einfachheit wegen, unter Einem mit dem, die mittlere Wasserdruckhöhe repräsentirenden dreiseitigen Prisma $a_2 o p$ berechnen kann.

Da nun $a_2 o = \left(t + H + \frac{n v^2}{2 g} - t_1\right)$ und $o p = o d_1 + d_1 p$ ist, so wird wenn wir den letzteren Druck mit s bezeichnen,

$$40) \quad s = o p = \beta + d_1 p = \frac{c^2 \sin \varphi}{g \sin \omega} \cos (\omega - \varphi) + \left(t + H + \frac{n v^2}{2 g} - t_1\right)$$

sein.

Man findet sonach die durch die Oeffnung $a_2 o$ frei in den Canal einströmende Wassermenge aus der Gleichung:

$$40) \quad \ldots \quad q_1 = {}^2/_3 \, \mu \, b \left(t + H + \frac{n v^2}{2 g} - t_1\right) \sqrt{2 g s}.$$

Der Gesammtdruck $a_1 r_1$ in der untersten Wasserschichte an der Canalsohle, welchen wir mit s_1 bezeichnen wollen, findet man:

$$s_1 = a_1 r + r r_1 = s + \beta_1$$

oder

$$40) \quad \ldots \quad s_1 = s + \frac{2 c^2}{g} \left(\frac{k - t}{t_1 - \frac{n v^2}{2 g}}\right) \left(\frac{\sin \varphi}{\sin \omega}\right) \overline{\cos \tfrac{1}{2} \Psi}^{\,2}.$$

Die durch den unteren Theil der Oeffnung in den Canal einfliessende secundliche Wassermenge findet man nach der Grundgleichung 20, und zwar:

$$40) \quad \ldots \quad q_2 = {}^2/_3 \, \mu_1 \, b \sqrt{2 g} \left(\frac{t_1 - \frac{n v^2}{2 g}}{s_1 - s}\right) \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right]$$

mithin ist das gesammte durch die Oeffnung $a_2 a_1$ in den Canal einströmende secundliche Wasserquantum:

$$40) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad Q = q_1 + q_2.$$

Wenn die Winkel φ und ω entweder gleich gross sind, oder nur wenig voneinander differiren und das Flussufer unterhalb der Canalsohle vertical, also $\Psi = 90^0$ ist, endlich, wenn die Zuflussgeschwindigkeit so gering ist, dass man selbe unberücksichtigt lassen kann, dann würden sich die vorstehenden Formeln bedeutend vereinfachen. Mit Zuziehung der zwei früheren, für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Canälen, aufgestellten Formeln 35 und 36, können dann bei einer vorliegenden Aufgabe drei Unbekannte berechnet werden.

Ist an der Ausmündung der Werkcanäle in das Flussufer eine Schleuse angebracht, so werden die hydraulischen und hydrostatischen Drucke des gestauten Flusswassers gegen die Schleusenöffnungen in der früher angegebenen Art ermittelt; sodann wird das aus der Schleuse in den Canal einströmende Wasserquantum nach einer der von uns früher entwickelten Formeln 30 oder 31 berechnet, je nachdem die Schleusenanlage und die Wassereinströmung nach Fig. 24 oder 25 erfolgt.

Mit den bisher entwickelten Formeln für die Wasserabströmungen über die verschiedenartig construirten Ueberfallswehre, Schleusenanlagen und Canalausmündungen, glauben wir den theoretischen Theil unserer vorliegenden Abhandlung abschliessen zu sollen.

§. 9.

Mittheilungen der sehr wichtigen Versuche über die Wasserabströmungen an grösseren Ueberfallwehren, welche die Ingenieure Fteley und Stearns in den Jahren 1877 bis 1879 am Sudburyflusse nächst Boston durchgeführt haben, nebst der Nachweisung der Unrichtigkeit der aus diesen Versuchen abgeleiteten empirischen Formeln.

Nachdem wir die vorstehende Abhandlung fast schon vollendet hatten, war die geehrte amerikanische Gesellschaft der Civil-Ingenieure zu New-York so freundlich, uns ihre Verhandlungshefte der Monate Jänner, Februar und März 1883 *) zu übersenden, in welchen eine ausführliche Beschreibung der in den Jahren 1877 bis 1879 durchgeführten Versuche, betreffend die bei den Ueberfallwehren abströmenden Wassermengen enthalten ist, welche Versuche bei Gelegenheit der Anlage der Werke zur Leitung des Wassers aus dem Sudburyflusse in die Stadt Boston ausgeführt wurden.

---

*) Description of some experiments on the Flow of Water, made during the Construction of Works for conveying the Water of Sudbury River to Boston. By A. Fteley and F. P. Stearns

Aus der vorcitirten Abhandlung ist zu ersehen, dass die Herren Civil-Ingenieure A. Fteley und F. P. Stearns mit den Gewässern aus dem Suburyflusse, welche in einem grossen Teiche (Farm Pond) von 165 Acres Fläche angesammelt wurden, ca. 400 verschiedene Versuche über die Abflussverhältnisse bei den Ueberfallwehren in der Art ausgeführt haben, dass das Wasser aus dem vorgenannten Teiche in einem regelmässigen Canale zu den erbauten Versuchsüberfällen, welche 3 bis 19 englische Fuss Länge und 0,50 bis 6,55 Fuss Höhe über der Canalsohle hatten, zugeleitet und sodann in einer Tiefe von 0,07 bis 1,63 Fuss über den Wehrschwellen unter verschiedenen Verhältnissen zum Abflusse gebracht worden ist.

Indem die unterhalb der Ueberfälle befindlichen regelmässigen gemauerten Wasserbassins (Schleusenkammern), in welchen die über die Wehren abgeflossenen Wassermengen wieder aufgefangen und gemessen wurden, Kubikinhalte von 359,5, von 6403, dann von 300272 englischen Kubikfuss hatten, so konnten die genannten Ingenieure das Wasser über die Wehre durch 512 bis 14851 Secunden abströmen lassen, und dann diese Wassermengen genau messen, um aus diesen Versuchsergebnissen den Einfluss der Dimensionen und der Construction der Wehre, dann der Wasserstände über denselben, endlich auch die Wirkung der Zuflussgeschwindigkeiten auf die abströmenden secundlichen Wasserquantitäten näher kennen zu lernen, worauf dann die Herren Fteley und Stearns in der Erkenntniss, dass alle bisher angegebenen Formeln zur Berechnung der bei den Wehren abströmenden secundlichen Wasserquantitäten keine verlässlichen Resultate liefern, versucht haben, neue diesbezügliche Formeln aufzustellen.

Schon aus den vorstehenden wenigen Bemerkungen ist ersichtlich, dass die besagten Versuche zu den grossartigsten gehören, welche bisher mit Ueberfallwehren vorgenommen wurden.

Nachdem aus der ausführlichen Beschreibung dieser Versuche und aus den beigeschlossenen Plänen der hierbei in Verwendung gestandenen Wehre, Zuflusscanäle und aller sonstigen Messapparate zu ersehen ist, dass die Ingenieure Fteley und Stearns bei der Durchführung der besagten Versuche mit Umsicht und Sachkenntniss vorgegangen sind, hierbei die zweckentsprechendsten Apparate und Messinstrumente verwendet, und insbesondere alle Vermessungen mit grösster Genauigkeit vorgenommen haben, mithin den bei diesen Versuchen gefundenen Resultaten volles Vertrauen geschenkt werden kann, so sind wir überzeugt, dass die Veröffentlichung der besprochenen sehr lehrreichen Versuche den geehrten Lesern willkommen sein wird.

Von der vorbesprochenen Abhandlung, welche 118 Octavseiten nebst 30 Tabellen und 10 Plantafeln enthält, können wir im vorliegenden Werkchen nur jene wichtigeren Versuchsresultate in Kürze anführen, durch welche mehrere unrichtige Ansichten bezüglich der Wasserabströmungen an den Ueberfällen berichtigt werden, und welche zur Bestätigung der Richtigkeit der von uns früher entwickelten theoretischen Formeln dienen.

Bei der nachfolgenden Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsresultate werden wir gleichzeitig auch unsere Ansichten über die von den Herren Experimentatoren auf Grundlage dieser Resultate gezogenen Schlussfolgerungen, dann der hiernach aufgestellten empirischen Formeln, darzulegen uns erlauben.

A. Um den Einfluss der Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers auf die Wassertiefen über den Schwellen der Ueberfallöffnungen zu ermitteln, haben die Ingenieure Fteley und Stearns 111 Versuche über den Wasserabfluss bei Wehren von verschiedenen Höhen über der Canalsohle, dann mit variirenden Wasserstandshöhen auf den Schwellen, endlich auch mit verschiedenen Zuflussgeschwindigkeiten des Oberwassers durchgeführt, und aus den erhaltenen Resultaten berechnet, dass in Folge der Zuflussgeschwindigkeit c, resp. in Folge des hydraulischen Druckes derselben, deren Geschwindigkeitshöhe mit $h = \frac{c^2}{2g}$ bezeichnet wurde, nach der Verschiedenheit der Wehrdimensionen, der Druckhähne H, dann des Umstandes, ob die Breite des Ueberfalles gleich oder kleiner als die Breite des Zuflusscanales war, die Wassertiefen des abströmenden Wassers auf den Wehrschwellen um $1{,}33\,h$ bis $2{,}40\,h$ kleiner werden, als wenn diese Abströmung bei demselben Ueberfalle und bei denselben Abflussmengen aus einem ganz stillstehenden Oberwasser erfolgen würde.

Der Umstand, dass in Folge der Zuflussgeschwindigkeit des Oberwassers die Wassertiefen auf der Wehrschwelle bei gleichen Abflussmengen jedenfalls kleiner werden müssen, war wohl jedem Hydrauliker längst bekannt, nur wurde die Grösse der Verminderung dieser Wassertiefen bei den verschiedenen Wehr- und Wasserstandsverhältnissen bisher durch Versuche noch nicht so genau erhoben.

B. Die genannten Ingenieure haben ferner 179 Versuche mit verschieden hohen Wehren, dann bei verschiedenen Wasserständen und Zuflussgeschwindigkeiten durchgeführt, die Wasserstandshöhen über den Schwellen, und zwar einmal unmittelbar in dem Winkel oberhalb des Wehres, dann 6 Fuss vom Wehre entfernt gemessen und hiebei das Resultat erhalten, dass in den im Wehrwinkel eingestellten an beiden Enden offenen Röhren das Oberwasser in Folge der daselbst bestehenden hydraulischen Pressungen höher gestiegen war, als der 6 Fuss oberhalb des Wehres gemessene noch ungesenkte Wasserspiegel.

Da die vorerwähnten Versuchsresultate für die richtige Beurtheilung der Abflussverhältnisse bei den Ueberfällen überhaupt sehr wichtig sind, so haben wir, um den geehrten Lesern eine bessere Uebersicht dieser Versuchsresultate zu ermöglichen, eine Copie der Platte IV, auf welcher die Resultate eines solchen Versuches dargestellt sind, auf unserer Taf. II, Fig. 16, angefertigt.

In dieser Figur bezeichnet *A* den Punkt in der Wand des Zuflusscanales 6 Fuss oberhalb des Wehres, woselbst die Röhre zur Messung der Höhen des noch ungesenkten Wasserspiegels über der Wehrschwelle, resp. der Druckhöhen über der letzteren angebracht war.

In *B* war auf dem Grunde des Canals unmittelbar oberhalb des Wehres eine Röhre angebracht, mittelst welcher der hydrostatische und der hydraulische Wasserdruck in den einzelnen Schichten des Oberwassers gemessen wurde.

Die in den drei verticalen Linien *a a* unter der punktirten Linie *D E* eingetragenen kleinen Ziffern mit dem vorgesetzten + Zeichen, zeigen die Ueberhöhung des Wassers in einer daselbst eingestellten Röhre über den noch ungesenkten Wasserspiegel im Zuflusscanale an dem Punkte *A*, wogegen die eingestellten negativen Ziffern oberhalb der Linie *D E* jenes Maass angeben, um welches der erstere Wasserstand niedriger war, als der Wasserspiegel im Punkte *A*. Die punktirte Linie *D E* war sonach die oberste Begrenzung des Winkels oberhalb des Wehres, in welchem die Druckhöhen grösser waren als in *A*.

Die bei den vorerwähnten Versuchen an einem 5 Fuss langen Wehre, welches mit dem Zuflusscanale gleich breit war, wo also keine Seitencontractionen vorgekommen sind, gefundene Resultate wurden von den Experimentatoren in den Tabellen II, III und IV zusammengestellt und hiernach angegeben, dass die im Druckwinkel *D B E* Fig. 16 gemessenen Wasserstandsüberhöhungen über dem Wasserspiegel in *A* nachstehend betragen haben, und zwar:

bei	einer	Wehrhöhe	von	3,56	Fuss	im	Mittel	$= 0{,}80\,h$,
„	„	„	„	2,60	„	„	„	$= 0{,}62\,h$,
„	„	„	„	1,70	„	„	„	$= 0{,}54\,h$,
„	„	„	„	1,00	„	„	„	$= 0{,}50\,h$,
„	„	„	„	0,50	„	„	„	$= 0{,}36\,h$,

wobei h die Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers $\left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$ bedeutet.

Aus der obigen Zusammenstellung der besprochenen Versuchsresultate und aus den Angaben der Experimentatoren könnte gefolgert werden, dass der hydraulische Druck und die hiedurch erzeugten Wasserstandsüberhöhungen im Wehrwinkel, nur von den Wehrhöhen abhängen und mit denselben zunehmen.

Da jedoch der hydraulische Druck und die Wasserstandsüberhöhungen im Wehrwinkel offenbar nur durch die Zuflussgeschwindigkeit erzeugt werden, so gelangten wir durch eine zweckentsprechende Zusammenstellung der in der Tab. IV angegebenen Versuchsresultate in der nachstehenden kleinen Tabelle, zu den folgenden beachtenswerthen Schlussfolgerungen.

1. Aus dieser Tabelle ist zunächst ersichtlich, dass wenn die Wasserstände auf den Wehrschwellen bei den höheren und niedrigen Wehren gleich hoch sind, alsdann die Zuflussgeschwindigkeiten und die zugehörigen Geschwindigkeitshöhen h, so wie auch die Wasserstandsüberhöhungen in den Wehrwinkeln bei den niedrigen Wehren weit grösser sind, als bei den höheren, woraus zugleich folgt, dass nicht die Wehrhöhen, sondern die Grösse der Zuflussgeschwindigkeiten, auf den hydraulischen Druck und auf die Wasserstandsüberhöhungen im Wehrwinkel, den grössten Einfluss ausüben.

Die vorbesprochenen Versuchsresultate sind auch insoferne von grosser Wichtigkeit, als durch dieselben klargelegt wird, dass die Zuflussgeschwindigkeit im unteren Querprofile des Canals und der hiedurch erzeugte hydraulische Druck im Wehrwinkel, eine Vermehrung der Druckhöhe über der Wehrschwelle, sonach auch eine Steigerung der Ausströmungsgeschwindigkeit erzeugt, daher durch diese Versuche auch die von uns bei der Entwicklung der neuen Formeln aufgestellte Hypothese, nach welcher von dem auf den unteren Wehrkörper ausgeübten hydraulischen Drucke, ein entsprechender Theil desselben gegen die Ausflussöffnung abgelenkt, und hierdurch die Ausströmungsgeschwindigkeit gesteigert wird, bestätigt erscheint.

Nummer des Versuches	Wehrhöhe über der Canalsohle	Höhe des Oberwasserspiegels über der Wehrschwelle, 6 Fuss oberhalb des Wehres gemessen	Geschwindigkeitshöhen des zufliessenden Wassers während der Versuche	Beobachtete Ueberhöhung des im Druckwinkel gemessenen Wasserstandes über der Wehrschwelle, über die am Oberwasser gemessene Höhe
8	3,56	0,2685	0,0002	0,0005
53	3,56	0,9238	0,0070	0,0043
56	2,60	0,2685	0,0004	0,0004
72	2,60	0,9180	0,0114	0,0069
74	1,70	0,2676	0,0090	0,0005
93	1,70	0,9223	0,0221	0,0124
95	1,00	0,2694	0,0022	0,0012
111	1,00	0,8854	0,0426	0,0205
113	0,50	0,2594	0,0060	0,0026
122	0,50	0,8269	0,0860	0,0296

2. Aus den in den Tab. III und IV zusammengestellten vielen Versuchsresultaten ist ferner ersichtlich, dass die Zuflussgeschwindigkeit auf die Druckhöhen über den Wehrschwellen mithin auch auf die secundlich abströmenden Wasserquantitäten einen grossen Einfluss nimmt, sonach auch in den, zur Berechnung dieser Abflussquantitäten aufzustellenden hydraulischen Formeln, entsprechend berücksichtigt werden muss, daher die von einigen Hydraulikern ausgesprochene Ansicht, dass die Zuflussgeschwindigkeit auf diese Formeln nur einen geringen

Einfluss habe, und sonach in den meisten Fällen unberücksichtigt gelassen werden könne, nunmehr als unrichtig erwiesen erscheint.

3. Aus den in Fig. 16 eingetragenen Ziffern ist ersichtlich, dass der hydraulische Druck des im unteren Canalquerprofile fliessenden Wasserkörpers in der Schwerpunktlinie desselben, dann auch an der Canalsohle am grössten ist, dann aber sowohl in den verschiedenen Höhen, als auch mit der Entfernung vom Wehre rasch abnimmt. Diese Versuchsresultate beweisen zugleich, dass die Vorschläge der Hydrauliker Bidone und Boileau*) damit die Wasserstände über den Wehrschwellen nicht mittelst der Abwägung des noch ungesenkten Wasserspiegels stromaufwärts des Wehres, sondern durch die Messung der Wasserstandshöhen entweder in einer knieförmig umgebogenen, an beiden Enden offenen Glasröhre, welche unmittelbar in einen beliebigen Punkt der Ausflussöffnung eingestellt wird, oder aber in einer gleich oberhalb des Wehres vertical eingesetzten geraden und offenen Glasröhre, bestimmt werde, unzweckmässig sind, weil man nach dieser Vermessungsart jedesmal ganz unrichtige Resultate erhält, indem die Wasserstände in diesen Röhren, nebst den Wasserhöhen über der Wehrschwelle, zugleich auch den hydraulischen Druck des Oberwassers an den betreffenden Punkten, wo das untere offene Ende der Glasröhre steht, anzeigen, welcher Druck überdies, wie es die Versuchsresultate lehren, sowohl in der Ausflussöffnung, als auch im Querprofile des Oberwassers in jeder einzelnen Höhenschichte verschieden gross ist.

C. Die Herren Fteley und Stearns haben durch die Zusammenstellung vieler Versuche in dem Diagramme auf der Platte VI die Nachweisung geliefert, dass ungeachtet des Umstandes, dass sie alle Vermessungen und Beobachtungen bei dem 5 Fuss langen Ueberfalle mit derselben Sorgfalt und Genauigkeit vorgenommen haben, wie bei dem 19 Fuss langen Wehre, dennoch die bei dem ersteren Ueberfalle erhaltenen Versuchsresultate keine solche Richtigkeit und Uebereinstimmung zeigen, wie jene bei dem 19 Fuss langen Wehre, und zwar deshalb, weil die fast unvermeidlichen kleinen Ablesungs- oder Beobachtungsfehler, dann die allfälligen Durchsickerungen oder Wasserspiegelschwankungen, auf die Versuchsresultate bei dem kurzen Ueberfalle, wo die Wasserabflussmengen in kleineren Bassins aufgefangen wurden, daher auch die Beobachtungsdauer eine kürzere war, einen weit grösseren Einfluss ausgeübt haben, als bei dem langen Wehre, wobei die abgeflossenen Wassermengen in einem sehr grossen Bassin aufgefangen wurden, daher auch die Beobachtungen eine weit längere Zeit andauern konnten.

Die genannten Ingenieure bemerken zugleich, dass eine Vergleichung der bei ihren Versuchen erhaltenen Resultate mit jenen, welche von den älteren Hydraulikern bei den von ihnen ausgeführten Versuchen gefunden

---

*) Rühlmann's Hydromechanik pag. 324.

wurden, keinen Werth hätte, weil die letzteren mit zu kleinen Ueberfällen, dann auch mit keinen so genauen Apparaten ausgeführt worden sind.

D. Die Resultate der 54 Versuche, welche behufs der Ermittlung der Wirkungen der Contraction des Wassers an den verticalen Seitenwänden der Ueberfälle, die als „Endcontractionen" benannt worden sind, durchgeführt wurden, haben Fteley und Stearns in der Tab. XXVIII zusammengestellt, aus welchen zu ersehen ist, dass diese Wirkungen sehr veränderlich waren, und zwar in der Art, dass in Folge einer Endcontraction die über das Wehr abströmende Wassermenge um so viel vermindert wurde, als wenn die Länge des Ueberfalls um 0,061 H bis 0,124 H abgekürzt worden wäre, wogegen die Wirkung von zwei Endcontractionen zwischen 0,067 H bis 0,102 H variirte und hiebei sich zugleich erwies, dass, wenn die Breitendifferenz zwischen dem Zuflusscanale und dem Ueberfalle $(B - b)$ entweder nur an dem einen Ende angebracht oder aber an den beiden Enden des Ueberfalls vertheilt wurde, alsdann die Wirkung der einen Endcontraction fast ebenso gross war, als der beiderseitigen, daher diese Wirkungen offenbar von dem absoluten Werthe $(B - b)$ abhängig sind.

Herr Francis hat auf Grundlage seiner Versuche die Wirkung für je eine Endcontraction im Mittel mit 0,1 H, also für n Endcontractionen mit 0,1 $n\,H$ angenommen, wobei jedoch Fteley und Stearns bemerken, dass die Form der Wehre auf die obigen Coefficienten der Endcontractionen einen grossen Einfluss habe und dass die Formenverschiedenheit der Wehre, an welchen die Versuche angestellt wurden, nicht genügend war, um das Gesetz, nach welchem diese Coefficienten variiren, festzustellen, weshalb die Endcontractionen oft eine Quelle des Irrthums sind, daher diesbezügliche Correctionen der Ueberfalllängen zu vermeiden sind.

In jenen Fällen, wo die Seitenwände des Ueberfalls an der Wehrschwelle endigen und der Abflusscanal unterhalb der Wehre breiter als der Ueberfall ist, kann das überströmende Wasser unmittelbar unterhalb der Schwelle sich fächerartig ausbreiten, was die Wirkung der Contraction offenbar vermindert, also den Ausfluss einer etwas grösseren Wassermenge bedingt. Diese Wirkung soll nach den Beobachtungen Francis' bei seinen Versuchen der Art sein, als wenn die Länge des Ueberfalls um 0,021 H grösser wäre, daher nach dem Anrathen Francis' in der Formel für die Berechnung des abströmenden secundlichen Wasserquantums für jede Ausbreitung der factischen Ueberfalllänge b, die Correction von 0,021 H zuzurechnen wäre.

Wir sind zwar der Ansicht, dass in die zur Berechnung der Abflussverhältnisse bei den Ueberfällen bestimmten Formeln jedesmal die factischen Dimensionen der Wehre eingesetzt werden sollen, wogegen der Einfluss der verschiedenartigen Contractionen auf das Ausflussquantum nur durch die Wahl entsprechender Ausflusscoefficienten μ zum Ausdruck zu bringen wäre.

Da wir jedoch bis jetzt noch keine hinreichenden Versuche mit solchen Ueberfallwehren besitzen, bei welchen die beiderseitigen Seitenwände des Ueberfalls nur bis zur Wehrschwelle reichen und wo die Abströmung in einen breiteren Untercanal erfolgt, wir daher die entsprechenden Ausflusscoefficienten μ nicht berechnen können, so treten wir vorläufig dem Antrage Francis bei, demgemäss bei Berechnung der über solche Ueberfälle abströmenden Wasserquantitäten nach unseren früher entwickelten Formeln die für gewöhnliche Ueberfälle ermittelten Coefficienten μ (§. 10) beibehalten werden, hiebei jedoch für jede Ausbreitung der Ueberfalllänge b noch die Correction $0{,}021\,H$ hinzugerechnet wird.

E. Bei Versuchen über den Einfluss der Breite der Wehrkrone auf das über dieselbe secundlich abströmende Wasserquantum liess man über die Wehre eine constante Wassermenge abfliessen und wurden hierbei die Wassertiefen auf den Schwellen mit scharfen Kanten, dann bei breiten Kronen genau abgemessen. Um nun die über ein Wehr mit breiter Krone secundlich abströmenden Wasserquantitäten nach den Formeln für scharfkantige Kronen berechnen zu können, wurden die bei den obigen Versuchen gefundenen Differenzen der Druckhöhen auf den breiten und scharfen Kronen bei gleicher Wasserabströmung in einem Diagramm auf der Platte VII in der Art zusammengestellt, dass die erforderlichen Correctionen in der Druckhöhe für die breiten Kronen als Abscissen und die gemessenen Wassertiefen als Ordinaten, und zwar erstere in fünffacher Grösse eingezeichnet worden sind. Die Platte VII zeigt die Resultate der Versuche auf einer 4 Zoll breiten Krone, und da dieses Diagramm als der Typus für alle anderen Versuche angegeben wurde, so haben wir eine Copie desselben in der Fig. 36, Taf. V, angefertigt. Die hierbei erhaltene Curve ADB ist eine Hyperbel, deren Scheitelpunkt D eine Abscisse $CD = 0{,}0942\,w$ und eine Ordinate $AC = 0{,}807\,w$ hat, wo w die Breite der Wehrkrone bedeutet.

Aus dem Diagramme ist ferner ersichtlich, dass bei einer gewissen Wassertiefe $H = AB = 2\,AC = 1{,}614\,w$ über die breite Wehrkrone dasselbe secundliche Wasserquantum abfliesst, wie über eine scharfe, daher bei der in die Formel zur Berechnung des bei einer scharfen Wehrkrone secundlich abströmenden Wasserquantums einzusetzenden Druckhöhe keine Correction nothwendig ist, wogegen bei grösseren Wassertiefen H die anzuwendende Correction positiv und bei geringeren Wassertiefen negativ wird.

Weshalb die besprochenen Correctionen bei gewissen Kronenbreiten und Wassertiefen auf denselben entweder Null, positiv oder negativ sind, wird aus der Betrachtung der Fig. 1, 2, 3 und 4 auf Platte VIII ersichtlich, von welchen wir in den Fig. 32, 33 und 34 auf Taf. IV Copien angefertigt haben.

Die Fig. 32, in welcher die Originalfiguren 1 und 2 vereinigt dargestellt sind, zeigt zunächst die Abströmung des Wassers über das scharfgekrönte Wehr *a b c d* mit der Wasserspiegeloberfläche *A B C*. Wenn in derselben Figur ein Wehr *a e c f* eingestellt wird, dessen obere Breite *a e* der unteren Krümmung des über ein scharfkantiges Wehr abströmenden Wassers entspricht, dann bleibt auch bei dieser breiteren Wehrkrone *a e* sowohl die Oberfläche *A B C*, als auch die Höhe *a B* des abströmenden Wassers unverändert, daher hier an der gemessenen Wasserstandshöhe *H* über der Wehrkrone *a e* keine Correction vorzunehmen ist.

Fig. 33 zeigt den Fall mit einer Wehrkronenbreite *a b*, wo zwischen dem überströmenden Wasser und der Wehrkrone ein luftleerer Raum entsteht, wo dann die Abströmung des Wassers nach der Linie $A_1\,B_1\,C_1$ erfolgt, wogegen letzteres bei einer scharfkantigen Schwelle nach der punktirten Linie *A B C* stattgefunden hätte, daher bei dieser breiten Krone der Wasserstand eine geringere Höhe $a\,B_1$ hat, als bei einem scharfgekrönten Wehre, sonach zu dem auf der breiteren Wehrkrone *a b* gemessenen Wasserstande $a\,B_1 = H$ eine Correctur zuaddirt werden muss, um jene hypothetische Druckhöhe *a B* zu erhalten, bei welcher über ein scharfgekröntes Wehr dasselbe secundliche Wasserquantum abströmen würde.

Fig. 34 zeigt die Abströmung des Wassers über eine breite Wehrkrone *a b*, wobei dasselbe auf der letzteren vollständig aufliegt und eine Oberflächencurve $A_1\,B_1\,C_1\,E$ bildet, welche höher liegt, als die Abströmungscurve *A B C* bei einem scharfgekrönten Wehre. In diesem Falle muss von dem auf der breiten Wehrkrone gemessenen Wasserstande $a\,B_1 = H$ die Correctur $B_1\,B$ in Abzug gebracht werden, um jene hypothetische Druckhöhe *a B* zu erhalten, bei welcher über ein scharfgekröntes Wehr das gleiche secundliche Wasserquantum abströmen würde.

Um für jeden einzelnen Fall die Grösse der Correctur *C* berechnen zu können, welche zu dem auf der breiten Krone gemessenen Wasserstande entweder hinzuaddirt oder in Abzug gebracht werden muss, um die hypothetische Druckhöhe zu finden, die nun in die Formel für scharfe Kronen behufs Ermittlung der über die letzteren secundlich abströmenden Wassermengen einzusetzen ist, musste zuerst die Gleichung für die Hyperbel *A D B*, Fig. 35, Taf. V, entwickelt werden, welche von Fteley und Stearns derart umgestaltet wurde, dass die gesuchte Correction *C* als erstes Glied erscheint, wobei dieselben die zwei nachstehenden Gleichungen erhielten:

$$41) \quad . \; . \; . \quad \left\{ \begin{array}{l} y = 0{,}807\,w - H \text{ und} \\ C = 0{,}2016 \sqrt{y^2 + 0{,}2146\,w^2} - 0{,}1876\,w, \end{array} \right.$$

in welchen *w* die Breite der Wehrkrone und *y* die Differenz zwischen der Ordinate $A\,C = 0{,}807\,w$ und der Wassertiefe *H* über der Krone bedeutet.

Die Resultate der von Fteley und Stearns an Wehren mit 2, 3, 4, 6 und 10 Zoll breiten Kronen und bei Wassertiefen über den letzteren von 0,1158—0,894 Fuss durchgeführten 92 Versuche sind in einer Tab. XXII zusammengestellt.

Die genannten Ingenieure bemerken hierbei, dass aus der allgemeinen Uebereinstimmung der Resultate der obigen Formeln mit den Versuchen zu ersehen ist, dass selbe ohne Begehung wesentlicher Fehler auch auf Wehrkronen von 2—3 Fuss Breite, dann auch bei grösseren Wassertiefen über den Wehren angewendet werden können, wobei jedoch eine grössere Wassertiefe im Canale vorausgesetzt wird, da sonst eine zu grosse Zuflussgeschwindigkeit vorhanden wäre.

Da aber die auf der Platte VII graphisch dargestellte Curve, sowie auch die hiernach abgeleitete Formel mit den Versuchsresultaten nicht vollkommen übereinstimmen, so haben die genannten Ingenieure, um die Formel nicht zu compliciren, auch noch secundäre Correctionen berechnet und in einer Tab. XXI ersichtlich gemacht.

Für den praktischen Gebrauch haben Fteley und Stearns für Wehrkronen bis zu 2 Fuss Breite und für Wassertiefen über denselben bis zu 1,5 Fuss die entsprechenden Correctionen C nach der obigen Formel nebst den secundären Correctionen berechnet und in der Tab. XXIII zusammengestellt, welche die Gesammtcorrectionen für die Wassertiefen über einer breiten Wehrkrone enthalten.

F. Da die von Fteley und Stearns durchgeführten Versuche über die Wasserabströmungen bei abgerundeten Wehrkronen sich nur auf sehr schmale und nach sehr kleinen Radien abgerundete Ueberfallschwellen beziehen, so werden selbe für die Praxis nur einen geringen Werth haben.

G. Nachdem Fteley und Stearns bei dem 5 Fuss langen und 3,17 Fuss hohen Wehre noch 31 Versuche, dann bei dem 19 Fuss langen und 6,55 Fuss hohen Wehre noch 10 Versuche bei verschiedenen Druckhöhen und Zuflussgeschwindigkeiten durchgeführt, die hierbei secundlich abgeflossenen Wasserquantitäten gemessen und alle Erhebungsresultate in den Tab. XIV und XV übersichtlich zusammengestellt hatten, haben sie für die Berechnung der, über vollkommene scharfgekrönte verticale Wehre ohne Seitencontractionen, secundlich abströmenden Wassermengen die nachstehenden empirischen Formeln aufgestellt, und zwar:

42) für das 5 Fuss lange Wehr:

$$Q = 3{,}33\, L\, H^{\frac{3}{2}} + 0{,}0065\, L,$$

für das 19 Fuss lange Wehr:

$$Q = 3{,}291\, L\, H^{\frac{3}{2}} + 0{,}004\, L,$$

für die von Francis durchgeführten Versuche:

$$Q = 3{,}313\, L\, H^{\frac{3}{2}} + 0{,}006\, L.$$

Mit gleichzeitiger Berücksichtigung aller obigen Versuche haben die genannten Ingenieure wegen der Unbequemlichkeit der Benützung mehrerer Formeln, noch eine allgemeine Formel aufgestellt, und zwar:

42) . . . . $Q = 3{,}31\, L H^{\frac{3}{2}} + 0{,}007\, L.$

In den obigen vier Formeln wurden mit den einzelnen Buchstaben die nachstehenden Dimensionen und Körpermaasse in englischen Fussmaassen bezeichnet.

Q das über das Wehr oder den Ueberfall secundlich abströmende Wasserquantum in Kubikfuss,

L die Länge des vom Wasser überströmten Wehres,

H eine hypothetische Wassertiefe über der Wehrschwelle, welche dadurch erhalten wird, wenn man zu der wirklich gemessenen Höhe des noch ungesenkten Wasserspiegels oberhalb des Wehres über der Schwelle, die in Folge der Zuflussgeschwindigkeit eingetretene Verminderung der Wasserstandshöhe auf der Schwelle hinzuaddirt.

Wenn man die factisch gemessene Wasserstandshöhe über der Schwelle mit H_1 und die Geschwindigkeitshöhe der Zuflussgeschwindigkeit mit h bezeichnet, so würde nach der Angabe der genannten Ingenieure die hypothetische Höhe H bei Wehren ohne Endcontractionen in den obigen vier Formeln die nachstehenden Werthe erhalten:

in der ersten Formel wäre $H = (H_1 + 1{,}8\, h)$,
„ „ zweiten „ „ $H = (H_1 + 2{,}4\, h)$,
„ „ dritten „ „ $H = (H_1 + 1{,}35\, h)$,
„ „ vierten „ „ $H = (H_1 + 1{,}50\, h)$,

endlich bei Wehren mit Endcontractionen wäre in der vierten Formel $H = (H_1 + 2{,}05\, h)$.

Obwohl die nach den vorangeführten Formeln berechneten Werthe von Q innerhalb der Grenzen der an den beschriebenen Ueberfällen durchgeführten Versuche von den thatsächlich abgeflossenen und gemessenen secundlichen Wasserquantitäten nicht bedeutend abweichen, müssen wir uns doch gegen die allgemeine Anwendung derselben aus dem Grunde erklären, weil sie in hydraulischer und in mathematischer Beziehung unrichtig aufgestellt sind, daher man bei ihrer Anwendung auf Fälle, welche ausserhalb der Grenzen der durchgeführten Versuche liegen, auch unrichtige Berechnungsresultate erhalten würde, wie dies aus den nachstehenden Nachweisungen ersichtlich wird.

Wenn man die nach den Wehrdimensionen, den Wasserständen und nach der Grösse der Zuflussgeschwindigkeit variirenden Wirkungen der letzteren, allgemein mit $m\, h$ bezeichnet und in der allgemeinen Formel 42 für die hypothetische Höhe H ihren Werth $(H_1 + m\, h)$ substituirt, so kann diese Formel auch in nachstehender Gestalt geschrieben werden.

$$Q = 3{,}31\, L\, (H_1 + m\, h) \sqrt{(H_1 + m\, h)} + 0{,}007\, L.$$

Der erste Theil der obigen Formel würde angeben, dass das Oberwasser über der Wehrschwelle in einer Länge L, einer Wasserstandshöhe $(H_1 + m\,h)$ und mit einer Geschwindigkeit, welche der Druckhöhe $(H_1 + m\,h)$ entspricht, abströmt. Da jedoch das Wasser nach vorgenommener Messung factisch nur in einer Höhe H_1 über der Schwelle abfliesst, so wurde in die obige Formel eine nicht vorhandene zu grosse Wassertiefe über der Schwelle, also eine unrichtige Dimension eingesetzt.

Der von Fteley und Stearns aufgestellten allgemeinen Formel haftet auch noch der weitere Fehler an, dass der in derselben eingesetzte Coefficient 3,31 für alle Gattungen, Constructionen und Dimensionen der Wehre, dann auch für die verschiedenen Zuflussgeschwindigkeiten und Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen als constant angenommen worden ist.

Der besagte Coefficient repräsentirt den Werth $3{,}31 = {}^2/_3\, \mu \sqrt{2\,g}$, und da nach der Angabe Francis am Orte der Versuche $2\,g = 64{,}3236$ Fuss ist, so würde der Contractions-, resp. Ausflusscoefficient $\mu = \dfrac{3{,}31}{{}^2/_3 \sqrt{2\,g}} =$ $= 0{,}61906$ für alle vorerwähnten Fälle constant sein.

Nachdem jedoch bei allen von den Hydraulikern bisher ausgeführten Versuchen constatirt wurde, dass der Ausflusscoefficient μ nach den Dimensionen und der Configuration der Ueberfälle, dann insbesondere nach den Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle variirt, ferner dass selbst auch bei den von den genannten Ingenieuren in den Tab. XIV, XV und XVIII zusammengestellten 129 Versuchen in der ihrerseits zur Berechnung der Abflussquantitäten gleichfalls benützten einfachen Formel $Q = C\,L\,H^{\frac{3}{2}}$ die Coefficienten C zwischen 3,304 und 3,676 schwanken, so ist wohl einleuchtend, dass der von diesen Ingenieuren in ihrer allgemeinen Formel 42 angesetzte constante Coefficient 3,31 die Richtigkeit derselben noch beeinträchtigen muss.

Das zweite Glied der besprochenen allgemeinen Formel, nämlich $+ 0{,}007\,L$, enthält nur die eine Dimension L, und da eine lineare Grösse einem Körpermaasse nicht hinzuaddirt werden kann, so müsste der Coefficient 0,007 noch zwei verschiedene Dimensionen in sich bergen, welche jedoch nicht ersichtlich sind.

Nach Würdigung der vorstehend gelieferten Nachweisungen wird wohl jeder Hydrauliker anerkennen, dass die von Fteley und Stearns empirisch aufgestellten Formeln unrichtig sind, daher ihre allgemeine Anwendung nicht empfohlen werden kann.

Die genannten Ingenieure scheinen die Unvollkommenheit der von ihnen aufgestellten Formeln selbst erkannt zu haben, da sie schliesslich bemerken:

Die zwischen den zwei Serien von Versuchen an dem 5 und 19 Fuss langen Ueberfallwehre gefundenen Differenzen, deren Grund nicht ermittelt werden konnte, stimmen miteinander dennoch genügend überein, um eine Basis für die Entwicklung einer genauen hydraulischen Formel zu liefern.

H. Die Herren Fteley und Stearns haben auch 22 Versuche über den Wasserabfluss bei den unvollkommenen Ueberfallwehren durchgeführt, welche jedoch in einem Tage abgeschlossen wurden und wobei die über das Wehr abgeflossenen Wasserquantitäten nicht mehr in Bassins gemessen, sondern nach der einfachen Formel von Francis, $Q = 3,33\, L\, H^{\frac{3}{2}}$, berechnet wurden.

Auf Grund dieser Versuche haben die genannten Ingenieure zur Berechnung des über ein unvollkommenes Wehr secundlich abströmenden Wasserquantums bei einem stillstehenden Ober- und Unterwasser die nachstehende empirische Formel adoptirt:

$$Q = C\, l \left(d + \frac{d_1}{2}\right) \sqrt{h},$$

in welcher mit den einzelnen Buchstaben folgende Bezeichnungen eingeführt wurden:

Q bezeichnet das über das Wehr abströmende secundliche Wasserquantum,

C ist der aus den Versuchen abgeleitete Coefficient, welcher mit dem Verhältnisse $\frac{d_1}{d}$ variirt,

l ist die Länge des überströmten Wehres,

d die Höhe des noch ruhigen Oberwassers über der Wehrkrone,

d_1 die Tiefe der Wehrkrone unter dem in Ruhe befindlichen Unterwasserspiegel, endlich

h die Höhe des Oberwassers über dem Unterwasser, also $h = (d - d_1)$.

Aus den in der Tab. XXV zusammengestellten Versuchsresultaten ist ersichtlich, dass der Coefficient C nach der Verschiedenheit des Werthes $\left(\frac{d_1}{d}\right)$ zwischen 3,089—3,372 variirt.

Die genannten Ingenieure bemerken ferner, dass wenn das Oberwasser mit einer Geschwindigkeit zufliesst, alsdann die Correction in Folge der Zuflussgeschwindigkeit durch die Einsetzung einer grösseren Wassertiefe über dem Wehre in die Formel, und zwar in der bei den vollkommenen Ueberfällen beantragten Art bewirkt werden muss.

Die Höhe des abfliessenden Unterwassers sollte nach Angabe der Experimentatoren auch in Folge der Abflussgeschwindigkeit corrigirt werden, da die Rückwirkung der letzteren von grosser Bedeutung ist, hauptsächlich dann wenn der Abflusscanal nicht breiter ist als das Wehr.

Da jedoch für diese, durch die Abflussgeschwindigkeit bedingte Correction bisher noch keine Erfahrungen vorliegen, so ist die obige Formel auf Fälle zu beschränken, wo das Unterwasser stillstehend ist.

Wenn man die vorstehende Formel analysirt, so findet man, dass der eine Factor derselben $\left(d + \frac{d_1}{2}\right)$ die ganze Höhe, in welcher das Oberwasser über der Wehrschwelle abströmt, und h die Druckhöhe des Oberwassers darstellen soll. Nun ist aber die ganze Höhe, in welcher das Oberwasser abströmt, factisch nur gleich d, daher der hierfür in die Formel eingesetzte Factor $\left(d + \frac{d_1}{2}\right)$ offenbar zu gross und unrichtig ist. Zur Beurtheilung des zweiten Factors muss zunächst bemerkt werden, dass der Coefficient C in der obigen Formel den Werth $^2/_3\ \mu\ \sqrt{2g}$ repräsentirt.

Nun ist alllgemein bekannt, dass bei einem stillstehenden Ober- und Unterwasser für den oberen Theil der Ausflussöffnung $(d - d_1)$ die mittlere Ausflussgeschwindigkeit $= {}^2/_3 \sqrt{2gh}$ ist, dagegen für den untertauchten Theil der Oeffnung d_1 die gleichmässige Geschwindigkeit $= \sqrt{2gh}$ sein wird, daher die bei der Aufstellung der Formel gemachte unbegründete Annahme, dass die mittlere Ausflussgeschwindigkeit in der ganzen, in der Wirklichkeit gar nicht bestehenden Oeffnungshöhe $\left(d + \frac{d_1}{2}\right)$ gleich $\frac{2}{3}\sqrt{2gh}$ sein werde, offenbar unrichtig erscheint.

Im Hinblick auf die vorstehenden Nachweisungen wird wohl jeder Hydrauliker unserer Ansicht beipflichten, dass auch die obige empirische Formel für die unvollkommenen Ueberfallwehre, zur allgemeinen Anwendung nicht geeignet ist

Schlussbemerkung zu diesem Paragraph.

Obwohl wir auf Grundlage der eindringlichsten Prüfung der in diesem Paragraphe gelieferten Nachweisungen gezwungen waren, unsere Ueberzeugung und unser Gutachten dahin auszusprechen, dass die von den Ingenieuren Francis, Fteley und Stearns aufgestellten empirischen Formeln zur Berechnung der secundlichen Abflussquantitäten bei den vollkommenen und unvollkommenen Ueberfallwehren, den mathematischen und hydraulischen Grundprincipien nicht ganz entsprechen, so müssen wir andererseits hier ebenso offen und ausdrücklich hervorheben, dass die genannten Ingenieure durch die mit Umsicht, Sachkenntniss und mit thunlichster Genauigkeit zugleich mit vieler Mühe und bewunderungswürdiger Ausdauer durchgeführten vielfältigen Versuche über die Abströmungsverhältnisse bei den grösseren Ueberfallwehren, sich sehr grosse Verdienste um die Förderung dieses wichtigen Zweiges der Hydraulik erworben haben, indem durch die Resultate ihrer vielfältigen Versuche mehrere unrichtige Ansichten und Behauptungen der älteren Hydrauliker aufgeklärt worden sind.

Wir fühlen uns zugleich verpflichtet, den genannten Ingenieuren unseren wärmsten Dank hier auszusprechen, nachdem wir erst durch ihre gelieferten Versuchsresultate die volle Beruhigung erlangt haben, dass die von uns aufgestellten Principien bei der analytischen Entwicklung der neuen Grundformeln zur Berechnung der Abflussquantitäten bei den Ueberfallwehren, vollkommen begründet und den factischen Strömungsverhältnissen an denselben entsprechend sind, dann weil wir erst dadurch, dass die genannten Ingenieure nebst der Angabe aller Dimensionen und sonstigen Verhältnisse bei den zu den Versuchen errichteten Ueberfallwehre, die bei den Versuchen abgeströmten Wasserquantitäten mit thunlichster Genauigkeit gemessen und veröffentlicht haben, in die günstige Lage versetzt worden sind, die unseren neuen theoretischen Formeln entsprechenden Ausflusscoefficienten μ zu bestimmen, welche Berechnungen wir in den nachfolgenden §§. 10 und 11 durchführen werden.

§. 10.

Ermittlung der Ausflusscoefficienten für die in den vorhergehenden Paragraphen entwickelten neuen Formeln zur Berechnung der über die vollkommenen Ueberfallwehre abströmenden Wasserquantitäten.

Bei den in den vorhergehenden Paragraphen durchgeführten theoretischen Entwicklungen der Formeln zur Berechnung der über Ueberfallwehre, dann durch Grundschleusen und aus grossen Schützenöffnungen abströmenden Wasserquantitäten, haben wir vorläufig auf die Ausflusscoefficienten noch keine Rücksicht genommen.

Die genaue Ermittlung dieser Coefficienten für die verschiedenen Verhältnisse der Ueberfallwehre und Schleusen ist jedoch von grosser Bedeutung und es hat schon Boileau auf Grundlage der bei seinen Versuchen erhaltenen Resultate angegeben, dass die theoretisch berechneten Ausflussmengen, von den effectiv abgeflossenen, oft mehr als um das Doppelte abweichen.

Auf die Verminderung der bei den Ueberfallwehren und Schleusen effectiv abströmenden Wasserquantitäten, haben die nachstehenden Momente einen grossen Einfluss:

a) Die Verluste an der lebendigen Kraft des zufliessenden Oberwassers, welche vor dessen Eintritt in die Ausflussöffnung in Folge der plötzlichen Ablenkungen und der Stösse desselben an die festen Wehrtheile entstehen.

b) Die Reibung und die Cohäsion des ausströmenden Wassers an den Wehrwänden, wodurch eine Verminderung der Ausflussgeschwindigkeit am äusseren Umfange des Wasserstrahles erfolgt, endlich *c*) Die Contraction des ausströmenden Wasserstrahles sowohl innerhalb, als auch unmittelbar ausserhalb der Ausflussöffnung.

Die Grösse der Contraction, welche auf die Verminderung des Ausflussquantums jedenfalls den grössten Einfluss nimmt, hängt wieder ab, von allen Dimensionen des Ueberfalles, von ihren Verhältnissen zu einander, als auch zu den Dimensionen des Zuflusscanales, ferner von der Construction und der Configuration des Ueberfallwehres, endlich von der Grösse der Zuflussgeschwindigkeit und von der Höhe des Wasserstandes über der Ueberfallschwelle.

Man unterscheidet ferner:

eine vollkommene Contraction, wenn das vor der Ausflussöffnung befindliche Oberwasser als in Ruhe befindlich angenommen werden kann,

eine unvollkommene Contraction, wenn das Oberwasser schon mit einer Geschwindigkeit zur Ausflussöffnung gelangt,

eine vollständige Contraction, wenn das aus einem grösseren Reservoir, oder aus einem breiteren und tieferen Canale zufliessende Oberwasser, an dem ganzen Umfange der Ausflussöffnung in convergirenden Richtungen in dieselbe gelangen kann, endlich eine unvollständige oder partielle Contraction, wenn das Oberwasser nicht von allen Seiten der Ausflussöffnung zuströmen kann, weil der Umfang der letzteren gegen das Oberwasser theilweise von einer Seitenwand umschlossen ist.

In praxi kommen nachstehende Combinationen der Contractionsarten vor:

eine vollständige und zugleich vollkommene Contraction, eine partielle, jedoch vollkommene Contraction, endlich eine partielle und unvollkommene Contraction.

Die Gesammtwirkung aller vorerwähnten Momente auf die Verminderung der theoretisch berechneten Ausflussquantitäten, wird mit dem Ausflusscoefficienten dargestellt, welchen wir in der Folge bei der Ausströmung in die freie Luft mit μ, und beim Ausflusse unter Wasser mit μ_1 bezeichnen werden.

Die von den Hydraulikern und Experimentatoren veröffentlichten vielen Ausflusscoefficienten μ können wir für unsere neu entwickelten Formeln aus dem Grunde nicht benützen, weil diese Coefficienten zumeist aus Versuchen an sehr kleinen Ueberfällen in schmalen Gerinnen, dann noch mit unvollkommenen Messapparaten, endlich auch mit Benützung der früher aufgestellten unrichtigen Formeln ermittelt wurden.

Wir müssen daher trachten, für die von uns früher entwickelten hydraulischen Formeln, nun auch die denselben entsprechenden Ausflusscoefficienten μ mit thunlichster Genauigkeit zu ermitteln.

Die Lösung dieser Aufgabe wurde uns durch die, Seitens der amerikanischen Civil-Ingenieure Herrn J. B. Francis im Jahre 1852, dann der Herren Fteley und Stearns in den Jahren 1877/79 an Ueberfällen mit grösseren Dimensionen genau durchgeführten Versuche ermöglicht, welche wir nach den diesfälligen Originalwerken, in den angeschlossenen Tab. II und III mit allen Details zusammengestellt haben.

In diesen Tabellen wurde das englische Fussmaass deshalb beibehalten, damit die geehrten Leser ersehen, mit welcher Genauigkeit alle Dimensionen und Körpermaasse erhoben wurden, ferner um den allfälligen Fehlern auszuweichen, welche bei den vielfältigen Umrechnungen der englischen Fussmaasse in Metermaasse sich einschleichen könnten.

Die vorbesagten Versuche beziehen sich nur auf vollkommene Ueberfälle mit unvollkommener Contraction, weil selbe in Canälen vorgenommen waren, in welchen das Wasser den Ueberfällen mit einer gewissen Geschwindigkeit zugeflossen ist.

Die Versuchsresultate bei jenen Ueberfällen, welche über die ganze Breite der Zuflusscanäle reichen, bei denen also keine Seitencontractionen vorkamen, wurden in der Tab. II, dagegen die Versuchsresultate bei jenen Ueberfällen, welche schmäler als die Zuflusscanäle waren, sonach auch zwei Seitencontractionen hatten, in der Tab. III zusammengestellt, welche Trennung aus dem Grunde angezeigt war, weil die Berechnungen der Versuchsresultate und der Ausflusscoefficienten für diese zwei Arten von Ueberfällen, nach verschiedenen Formeln durchgeführt werden müssen.

Bei allen von Francis, Fteley und Stearns durchgeführten Versuchen waren die Ueberfallwehre senkrecht auf die Richtung der Zuflusscanäle, mit verticalen Wänden gegen das Oberwasser mit senkrechten Seitenwänden und mit horizontalen Wehrschwellen derart hergestellt, dass letztere mit einer 1 Zoll starken abgehobelten, und mit stromabwärts abgeschrägter Oberkante versehenen eisernen Platten gekrönt waren.

Weil die separaten Berechnungen der von Francis durchgeführten 88 Versuche nicht nur sehr zeitraubend gewesen wären, sondern auch die Uebersicht der erhaltenen Resultate erschwert hätten, so wurden dieselben in Gruppen zusammengestellt und zwar in der Art, dass mehrere Versuche, welche an demselben gleich langen und gleich hohen Wehre, dann bei nur wenig differirenden Wasserstandshöhen über den Schwellen durchgeführt wurden, jedesmal in eine Gruppe, mit der berechneten mittleren Druckhöhe und mit dem Mittel der effectiv abgeflossenen secundlichen Wasserquantitäten, zusammengezogen worden sind.

Herr Kunstmeister Bornemann, welcher im Civil-Ingenieur vom Jahre 1856 einen sehr gediegenen und ausführlichen deutschen Auszug aus dem Werke: „Lowell hydraulic experiments“, über die besprochenen Versuche Francis veröffentlicht hat, ferner auch Herr Rühlmann in seiner Hydromechanik vom Jahre 1880, Seite 308, haben die 88 Versuche Francis in 13 solche Gruppen abgetheilt, welche Gruppirungen wir in unseren zwei Tabellen beibehalten, dann auch die Versuche von Fteley und Stearns in ähnliche Gruppen zusammengestellt haben, wobei jedoch mehrere dieser Versuche, welche von den Experimentatoren selbst als nicht ganz verlässlich bezeichnet wurden, ganz weggelassen worden sind.

Bezüglich der von Rühlmann in seinem Werke, Seite 308, zusammengestellten tabellarischen Uebersicht der Versuchsgruppen müssen wir jedoch aufmerksam machen, dass in derselben zwei wesentliche Druckfehler vorkommen, und zwar steht in der Aufschrift der dritten verticalen Colonne:

„Ueberfallshöhe $= S$ in Millimetern.“

Nun stellen aber die in dieser Colonne enthaltenen Ziffern nicht die Ueberfallhöhen, sondern die Wassertiefen vor dem Wehre, also $T = (S + H)$ dar.

Ferner ist in der zweiten Verticalcolonne bei den Versuchen 67 bis 71 die mittlere Druckhöhe H mit 424 Millimetern angegeben, welche jedoch nach dem Originalwerke über diese Versuche, nur 0,79517 englische Fuss also 242 Millimeter betragen hat.

Bezüglich der in der zweiten verticalen Colonne unserer Tabellen eingetragenen Nummern der durchgeführten Versuche muss bemerkt werden, dass wir sowohl die vorerwähnten, als auch alle nachfolgend besprochenen Versuche ebenso wie Herr Rühlmann, in der Reihenfolge von den kleineren zu den grösseren Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen geordnet haben, wogegen die amerikanischen Experimentatoren in ihren Tabellen eine entgegengesetzte Reihenfolge einführten.

Bezüglich der von Fteley und Stearns in den Jahren 1877 und 1879 an den 5 Fuss und an den 19 Fuss langen Ueberfallwehren durchgeführten 41 Versuche, deren Resultate in ihren Tab. XIV und XV zusammengestellt sind, müssen wir hier die nachstehende Aufklärung vorausschicken.

Bei diesen Versuchen wurden die jeweiligen Wasserstände über den Wehrschwellen einmal mittelst der Abmessung der Höhe des noch ungesenkten Wasserspiegels 6 Fuss oberhalb des Wehres im Punkte A (unsere Fig. 16), dann das zweitemal mittelst einer an der Canalsohle unmittelbar oberhalb des Wehres im Punkte B eingesetzten Röhre erhoben, sodann aus den beiden Abmessungen das Mittel, als die Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen in die Tabellen eingetragen, worauf dann zu diesen Wasserstandshöhen, bei dem 5 Fuss langen Wehre noch $1{,}8\,h$ und bei dem 19 Fuss langen Wehre noch $2{,}4\,h$ (die Geschwindigkeitshöhe h des zufliessenden Oberwassers) zugerechnet wurde, welche fictiven Wasserstandshöhen in ihre Formel zur Berechnung der abströmenden secundlichen Wasserquantitäten eingestellt worden sind.

Dieser Vorgang, welcher von den genannten Experimentatoren auf Seite 67 ihres Werkes ausführlich angegeben ist, war leider ein grosser Fehler, weil die im Punkte *B* erhobenen Wasserstandshöhen nebst den Wasserständen über der Wehrschwelle auch noch einen Theil des hydraulischen Druckes des zufliessenden Oberwassers im Wehrwinkel darstellen, wie solches die früher im §. 9 bei der Fig. 16 besprochener Wasserstandsüberhöhungen über den noch ungesenkten Wasserspiegel in *A* darstellen, welche Ueberhöhungen überdies sehr variabel sind.

Wegen dieser in den Tab. XIV und XV angegebenen unrichtigen Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen könnten, wie später nachgewiesen werden wird, selbst mit den genauesten hydraulischen Formeln die secundlich abströmenden Wassermengen nicht vollkommen genau berechnet werden. Hierbei hat man auch die Wahrnehmung gemacht, dass der nachtheilige Einfluss der zweifachen Wasserstandsbestimmung bei den 31 Versuchen an dem 5 Fuss langen Wehre weit grösser ist, als bei den 10 Versuchen an dem 19 Fuss langen Wehre, und zwar aus dem Grunde, weil nach einer Bemerkung der Experimentatoren es richtiger gewesen wäre, bei dem letzteren Wehre die Wasserspiegelhöhen in *A* noch weiter als 6 Fuss oberhalb des Wehres zu messen, was jedoch wegen der Bauanlage der Schleuse leider nicht möglich war, daher die Vermuthung nahe liegt, dass die in *A* gemessene Höhe um einige Linien zu gering war, dieser Fehler jedoch durch die Combinirung derselben mit der, um einige Linien zu gross ermittelten Höhe im Punkte *B*, grösstentheils ausgeglichen wurde, daher wir die 10 Versuche an dem 19 Fuss langen Wehre, für unsere Zwecke immerhin benützen können.

Die in der Tab. XIV zusammengestellten, in allen übrigen Erhebungen mit thunlichster Genauigkeit durchgeführten Versuche wird man also erst dann für die Wissenschaft vollständig verwerthen können, wenn die Herren Fteley und Stearns sich herbeilassen, die bei diesen Versuchen speciell im Punkte *A* gemessenen richtigen Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle gleichfalls zu veröffentlichen.

Die Ingenieure Fteley und Stearns haben auch noch ferner im Jahre 1878 in einem 5 Fuss breiten Canale ein vollkommenes Ueberfallswehr hergestellt, und an demselben theils in der ganzen, und theils in verschmälerten Breiten 54 Versuche zu dem Zwecke durchgeführt, um genau zu ermitteln, welchen Einfluss die Verschmälerungen der Ueberfallbreiten und die hiedurch erzeugten Seitencontractionen auf die Verminderung der effectiv abströmenden secundlichen Wasserquantitäten ausüben. Die Dimensionen der Ueberfälle und die sonstigen Verhältnisse, unter welchen die obigen Versuche durchgeführt wurden, sowie auch die hierbei erhaltenen Resultate, wurden in ihrer Tab. XXVIII zusammengestellt, aus welcher wir mit grosser Befriedigung ersahen, dass bei allen diesen Versuchen die Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle nur in dem einen Punkte A, 6 Fuss oberhalb des Wehres gemessen und in der verticalen Colonne 5 eingetragen worden sind.

Weil die Resultate der vorerwähnten Versuche auch, mit den richtigen Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle angegeben sind, so haben wir dieselben in unseren Tab. II und III nach den älteren Versuchen von Francis, am ersten Platze, hierauf die Versuche aus der Tab. XV am zweiten Platze und erst dann die Versuche aus der Tab. XIV am dritten Platze angeführt.

Die in den Tab. II und III zusammengestellten Versuchsresultate haben wir nun in nachstehender Art ausgenützt. Wir haben nach unseren neuen Formeln, nachdem für die in denselben gewählten Buchstabenbezeichnungen: B, b, k, H, c und Q, die bei den einzelnen Versuchen angegebenen Dimensionen und effectiven Abflussquantitäten eingesetzt wurden, jene secundlichen Wasserquantitäten berechnet, welche theoretisch, d. i. ohne Rücksichtnahme auf die Contractionen und sonstige Widerstände, also ohne Einbeziehung des Coefficienten μ abfliessen würden, worauf wir aus der Division der effectiv abgeflossenen Wasserquantitäten durch die theoretisch berechneten, die unseren neuen Formeln genau entsprechenden Ausflusscoefficienten μ erhalten und in die Colonnen 9 und 10 der Tab. II und III eingetragen haben.

Es ist übrigens bekannt, dass wenn alle erhobenen Wehrdimensionen, Wasserstände, Abflussquantitäten und die Beschleunigung der Schwerkraft g in die hydraulischen Formeln in englischen Fussmaassen eingesetzt werden, man nach durchgeführten Berechnungen die Coefficienten μ genau eben so gross erhält, als wenn man alle vorerwähnten Ausmaasse in Metern in die Formeln eingesetzt hätte.

Bezüglich der Ausflusscoefficienten μ müssen wir auf eine allgemein übliche, leider jedoch unrichtige Bezeichnung derselben aufmerksam machen.

Für den Ausfluss des Wassers aus Seitenöffnungen in einer verticalen Wand eines grossen Reservoirs mit stillstehendem Wasser wurde von allen Hydraulikern die erste Grundformel

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, H \sqrt{2\, g\, H}$$

übereinstimmend angegeben, welche man in der Art entwickelt hat, dass das Körpermaass des nach einer Parabel ausströmenden Wasserstrahles (Taf. I, Fig. 1)

$$EFNLGH = {}^2/_3\, EG \times GL \times EF = {}^2/_3\, H \,.\, \sqrt{2\, g\, H} \,.\, b = {}^2/_3\, b\, H \sqrt{2\, g\, H}$$

berechnet und dieses theoretische secundliche Wasserquantum noch mit dem Ausflusscoefficienten μ multiplicirt wurde, daher es weit richtiger wäre, wenn man die obige Grundgleichung nachstehend schreiben würde:

$$Q = \mu\, {}^2/_3\, b\, H \sqrt{2\, g\, H}.$$

Nun wird bei dem über einen vollkommenen Ueberfall frei in die Luft ausströmenden Wasser von den Hydraulikern der Ausflusscoefficient jedesmal mit $^2/_3\, \mu$ angegeben, was jedoch offenbar unrichtig ist, weil der Factor $^2/_3$ dem theoretischen Körpermaasse des Ausflussstrahles, nicht aber dem Ausflusscoefficienten μ angehört.

Da wir jedoch keine Aussicht haben, dass die Herren Hydrotechniker die bereits allgemein gebräuchliche, wenn auch irrige Bezeichnung der Ausflusscoefficienten bei den freien Ueberfällen mit $^2/_3\, \mu$, in Folge unseres Vorschlages aufgeben werden, so haben wir in unseren Tab. II und III die aus den durchgeführten Versuchen berechneten Ausflusscoefficienten sowohl mit $^2/_3\, \mu$ als auch mit μ angegeben, damit man die wahre Grösse des Coefficienten μ sofort ersehen und denselben auch noch mit den bei den Ausströmungen unter Wasser zu ermittelnden Ausflusscoefficienten μ_1 leichter vergleichen kann.

Die Ausflusscoefficienten μ wurden von den Hydraulikern bis jetzt meistens nur mit drei Decimalstellen angegeben, weil ihnen wohl bekannt war, dass diese Coefficienten mit den Resultaten der durchgeführten Versuche selbst in der dritten Decimalstelle nur selten übereinstimmen.

Da wir jedoch gegenwärtig an den neueren in grösseren Dimensionen mit thunlichster Genauigkeit und Präcision, dann auch mit vorzüglichen Apparaten ausgeführten Versuchen über die Abflussverhältnisse bei den Ueberfallwehren weit verlässlichere Resultate erlangt, endlich auch richtigere theoretische Formeln entwickelt haben, glaubten wir die Ausflusscoefficienten μ für die letzteren auf vier Decimalstellen berechnen zu sollen, um hierdurch zugleich die Genauigkeit der mit den neuen Formeln erhaltenen Resultate, resp die Uebereinstimmung derselben mit den Ergebnissen der neueren Versuche eindringlicher prüfen zu können.

Nach den vorangeschickten allgemeinen Bemerkungen über die Art der Zusammenstellung der Versuche in unseren Tabellen geben wir zur näheren Besprechung der in der Tab. II verzeichneten Versuche mit jenen vollkommenen Ueberfallwehren über, welche über die ganze Breite des Zuflusscanals reichten, wo sonach $B = b$ war.

Zunächst muss bemerkt werden, dass der anfänglich auffallende Umstand, wonach bei den Versuchen Post-Nr. 1—13 die Breite der Ueberfälle um ca. 1,5 mm grösser als die mittlere Breite der Zuflusscanäle angegeben ist, wohl darin seine Erklärung findet, dass die obere Breite dieser Canäle jedenfalls etwas grösser war und mindestens ebenso gross gewesen sein musste, als die Breite der in denselben hergestellten Ueberfälle. Herr Francis hat mit den Ueberfällen von gleicher Breite mit dem Zuflusscanale und mit scharf abgeschrägten Schwellen nur die, in die drei Gruppen Post-Nr. 1, 2 und 3 zusammengefassten 17 Versuche durchgeführt.

Hierbei muss bemerkt werden, dass bei den 12 Versuchen Post-Nummer 1 und 2 die Abströmung über den Ueberfall in einen breiteren Abflusscanal erfolgte und dass die Einschliessungswände des oberen Canales nur bis zur Wehrschwelle reichten, sonach unmittelbar ausserhalb des letzteren eine Verbreiterung des ausströmenden Wasserstrahles stattfand, weshalb bei der Berechnung dieser Versuche nach dem Antrage Francis in die vorerwähnten Formeln die Breite des Ueberfalls mit $(b + 0{,}042\,H)$ eingesetzt wurde.

Um über die aus den 120 Versuchen von Francis, Fteley und Stearns für die neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten μ eine bessere Uebersicht zu erlangen, dann aus dem Verhalten derselben zueinander verlässliche Schlüsse ziehen zu können, haben wir diese Coefficienten auf unserer Taf. V, Fig. 36, graphisch dargestellt, indem wir für jeden Versuch und für jede Versuchsgruppe die Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen auf der horizontalen Abscissenachse CD und die für diese Höhen gefundenen Coefficienten μ als Ordinaten aufgetragen, ferner die Kopfpunkte der letzteren mit punktirten Linien verbunden, endlich an den Endpunkten dieser Linien die betreffenden Post-Nummern aus der Tab. II eingeschrieben haben, um die für jede Serie der Versuche erhaltenen Linien zu kennzeichnen.

Damit man die Wasserstandshöhen auf der Abscissenachse sowohl in englischen Fuss als auch in Metern ablesen könne, wurden auf derselben die zwei bezüglichen Maassstäbe gezeichnet. Aus den gezeichneten Diagrammen ist nun Folgendes zu ersehen.

Die Verbindungslinie der drei Ausflusscoefficienten aus den Versuchen von Francis ist zu kurz, um aus derselben einen Schluss ziehen zu können.

Die Verbindungslinie der Ausflusscoefficienten, welche aus den drei Versuchsserien von Fteley und Stearns erhalten wurden, bilden gebrochene Curven, welche ganz deutlich zeigen, dass mit der Zunahme der Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen die Coefficienten μ anfänglich rasch, dann aber bei höheren Wasserständen nur sehr langsam abnehmen, resp. kleiner werden.

Diese Beobachtung wurde auch schon bei allen früheren rationell durchgeführten Versuchen an vollkommenen Ueberfällen bei entsprechenden Höhen der Wehrkrone über der Canalsohle constatirt.

Die aus den Versuchen in der Tab. XXVIII, Post-Nr. 4—13, abgeleitete Coefficientencurve ist am regelmässigsten gestaltet, daher die aus diesen Versuchen berechneten Ausflusscoefficienten μ als die richtigsten bezeichnet werden können. Da für den ausübenden

Ingenieur die Auswahl eines der ihm vorliegenden Aufgabe ganz entsprechenden Coefficienten μ aus der grossen Anzahl dieser für verschiedene Wehrverhältnisse bisher ermittelten Coefficienten sehr zeitraubend und auch unsicher war, so haben die Hydrauliker, um für die verschiedenen Wehrverhältnisse und Wasserstandshöhen die Ausflusscoefficienten sofort berechnen zu können, für die Ueberfälle von gleicher Breite mit dem Zuflusscanale die nachstehenden Formeln aufgestellt, und zwar:

Weisbach:

$$^2/_3\,\mu = \mu_0 \left[1{,}041 + 0{,}3693 \left(\frac{H}{T}\right)^2\right],$$

wobei $\mu_0 = {}^2/_3\,\mu$ aus der Tabelle jener Coefficienten aufzusuchen ist, welche bei den von Poncelet und Lesbros durchgeführten Versuchen auf 0,20 m breiten Ueberfällen ermittelt wurden.

Boileau:

$$^2/_3\,\mu = \frac{\sqrt{1 - \frac{S}{H}}}{\sqrt{1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{S}{H}\right)^2}}}, \text{ oder } {}^2/_3\,\mu = \frac{\sqrt{1-k}}{\sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 - \frac{S}{H}}\right)^2}},$$

in dieser Gleichung ist S die Höhe der Wehrschwelle über der Canalsohle, e die Dicke des Wasserstrahles in der Ausflussöffnung und $k = \frac{e}{H}$.

Braschmann:

$$^2/_3\,\mu = 0{,}4224 + \frac{0{,}00053}{H},$$

endlich

Bornemann:

$$^2/_3\,\mu = 0{,}5673 - 0{,}1239 \sqrt{\frac{H}{T}}, \text{ wenn } H < \tfrac{1}{3}\,T \text{ ist, und}$$

$$^2/_3\,\mu = 0{,}6402 - 0{,}2862 \sqrt{\frac{H}{T}}, \text{ wenn } H > \tfrac{1}{3}\,T \text{ ist.}$$

Nachdem wir nach durchgeführten weitläufigen Berechnungen die Ueberzeugung gewonnen haben, dass man mit keiner der obigen vier Formeln die von uns als richtig erkannten Coefficienten $^2/_3\,\mu$, Post-Nr. 1 bis 22, berechnen kann, so haben wir bei der gemachten Erfahrung, dass die Breite b, resp. die Länge der Ueberfallwehren auf die Grösse der Ausflusscoefficienten μ einen bedeutenden Einfluss hat, für die gesuchte neue Gleichung die nachstehende allgemeine Form gewählt:

$$^2/_3\,\mu = \alpha + \beta \left(\frac{H}{T}\right) + \frac{\gamma}{H} + \delta\, b.$$

Für die obige Formel haben wir die Werthe der Constanten aus den bei den Versuchen Nr. 1—22 gefundenen Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ gerechnet und hierbei folgende Resultate erhalten, und zwar:

$\alpha = 0{,}40105$, $\beta = -0{,}00453$, $\gamma = 0{,}00348$ und $\delta = 0{,}000132$.

Unsere Formel würde sonach für englisches Fussmaass nachstehend lauten:

$$43) \quad . \; ^2/_3\,\mu = 0{,}40105 - 0{,}00453 \left(\frac{H}{T}\right) + \frac{0{,}00348}{H} + 0{,}000132\, b,$$

und für Metermaass umgerechnet:

$$43) \quad . \; ^2/_3\,\mu = 0{,}40105 - 0{,}00453 \left(\frac{H}{T}\right) + \frac{0{,}00106}{H} + 0{,}00043\, b.$$

Aus einem Tableau, in welchem für alle Versuche von Post-Nr. 1 bis 32 die nach der obigen Formel berechneten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ zusammengestellt waren, hat man ersehen, dass das Verhältniss $\left(\frac{H}{T}\right)$ bei Post-Nr. 4 als Minimum $\left(\frac{H}{T}\right) = 0{,}04066$ und bei Post-Nr. 22 als Maximum $\left(\frac{H}{T}\right) = 0{,}19669$ ist, daher das zweite Glied in der obigen Formel $0{,}00453 \left(\frac{H}{T}\right)$ im ersten Falle nur eine Ziffer von 0,00018 und im zweiten Falle eine Ziffer von 0,00088 ergibt, daher es sonach nicht unbedingt nothwendig erscheint, dieses Glied in der Formel beizubehalten. Wir haben daher auch für die einfachere Formel

$$^2/_3\,\mu = \alpha + \frac{\gamma}{H} + \delta\, b$$

aus den vorerwähnten Versuchen die Constanten gerechnet und hierbei die nachstehenden Werthe erhalten: $\alpha = 0{,}4001$, $\gamma = 0{,}00362$ und $\delta = 0{,}000146$, daher die obige Formel nachstehend lauten wird, und zwar für englisches Fussmaass:

$$44) \quad . \; . \; . \; . \; ^2/_3\,\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}00362}{H} + 0{,}000146\, b,$$

und für Metermaass:

$$44) \quad . \; . \; . \; . \; ^3/_3\,\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}0011}{H} + 0{,}00048\, b.$$

Aus der Vergleichung der mit diesen beiden Formeln berechneten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ hat man gefunden, dass die Resultate miteinander sehr nahe übereinstimmen, daher man innerhalb der vorerwähnten Grenzen für $\left(\frac{H}{T}\right) = 0{,}04066$—$0{,}19669$ auch die letztere einfachere Formel benützen kann.

Um die Richtigkeit dieser beiden Formeln zu prüfen, haben wir für sämmtliche Versuche, Post-Nr. 1—32, die Coefficienten $^2/_3\,\mu$ nach diesen Formeln berechnet und die Differenzen derselben gegen die aus den Versuchen abgeleiteten in der Tab. II, Colonne 11, in Procenten ausgewiesen.

Aus diesen Differenzen ist nun ersichtlich, dass in vielen Fällen selbst in den vierten Decimalstellen entweder keine, oder nur so kleine Differenzen vorkommen, welche blos Zehntel von Procenten ergeben, ferner, dass nur bei den Versuchen aus der Tab. XIV, woselbst die Wasserstandshöhen als arithmetische Mittel aus den beiden Messungen in A und B, also nicht ganz richtig angegeben worden sind, diese Differenzen auf $+$ 1,0 bis — 1,3% steigen.

Die Uebereinstimmung der aus den obigen Formeln berechneten, mit den unmittelbar aus den Versuchen abgeleiteten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ kann jedenfalls als höchst befriedigend bezeichnet werden.

Wir haben für das 5 Fuss lange, dann für das 18,997 Fuss lange Ueberfallwehr nach der obigen Formel 43 für verschiedene Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle die Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ berechnet, dieselben auf μ umgerechnet, letztere sodann in unserer graphischen Darstellung, Taf. V, Fig. 36, als Ordinaten aufgetragen, die Kopfpunkte derselben in jenen Strecken, welche mit den früheren unmittelbar aus den Versuchen erhaltenen punktirten Coefficientencurven nicht zusammenfallen, mit einer voll ausgezogenen Linie verbunden, wodurch wir die zwei regelmässigen Curven EF und GH der Ausflusscoefficienten μ für alle in den Tab. XXVIII und XV angeführten Versuche erhielten.

Die erste Curve EF schliesst sich an die, aus den Versuchen in der Tab. XXVIII berechneten μ sehr nahe an, wogegen der obere Theil der Curve GH zeigt, dass bei den, an dem 18,997 Fuss langen Wehre durchgeführten Versuchen die kleinen Wasserstandshöhen über der Ueberfallschwelle bei Post Nr. 14, 15 und 16 aus dem früher angeführten Grunde minder genau erhoben und angegeben worden sind.

Um auch für solche Ueberfälle, welche in anderen Dimensionsverhältnissen hergestellt sind, als jene Wehre, an welchen die genannten amerikanischen Ingenieure ihre Versuche durchgeführt haben, für unsere neuen Formeln die entsprechenden Ausflusscoefficienten μ zu berechnen, mussten wir zu den älteren Versuchen unsere Zuflucht nehmen und benützen hierzu zunächst die von M. Lesbros in den Jahren 1829/34 durchgeführten Versuche, welche in der Fortsetzung unserer Tab. II, Post Nr. 32—40 in allen Details zusammengestellt sind.

Für diese in acht Gruppen vertheilten 26 Versuche haben wir mit unserer Formel 22 nach der früher angegebenen Art die Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ berechnet und in die verticalen Colonnen 9 und 10 eingetragen, wobei nur bemerkt wird, dass nachdem alle diese Ueberfälle am Ende des Zuflusscanales hergestellt waren, also die überströmenden Wasserstrahlen gleich ausserhalb der Schwelle sich erweitern konnten, wir nach dem Antrage Francis in unsere Formel anstatt b den Werth $(b + 0{,}042\,H)$ eingesetzt haben.

Aus der Betrachtung der berechneten Coefficienten μ, welche gegen die von Lesbros für diese Versuche angegebenen nur unbedeutend differiren, ist zunächst ersichtlich, dass diese Coefficienten für grössere Wasserstandshöhen über der Schwelle wachsen dagegen für kleinere Höhen bedeutend abnehmen, also ein entgegengesetztes Verhalten stattfindet, als bei den bisher besprochenen Ueberfallwehren.

Der Grund liegt darin, dass Lesbros bei den vielen von ihm durchgeführten Versuchen constatirt hat, dass, wenn die Ueberfallsschwellen im Niveau des Gerinnebodens liegen, die Ausflusscoefficienten μ mit der Zunahme der Wasserstandshöhen wachsen, wie dies aus der in Rühlmann's Hydromechanik auf Seite 297 abgedruckten Tabelle Colonne $B\,a$ zu ersehen ist, daher auch bei den vorangeführten Versuchen, wo die Ueberfallshöhen sehr klein waren, sich ein gleiches Verhalten zeigt.

Die aus den besprochenen Versuchen von Lesbros ermittelten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ lassen sich nach unseren Gleichungen 43 und 44 nicht berechnen, weil letztere für ganz andere Wehrverhältnisse entwickelt wurden.

Diese Versuche sind für die Ermittlung genauer Gleichungen nicht gut geeignet, weil hierbei nur mit einer einzigen Ueberfallsbreite operirt wurde, welche überdies sehr klein war, ferner weil bei jeder Versuchsgruppe sowohl die Höhen der Wehrschwellen k, als auch die Wasserstandshöhen H gleichzeitig variirten, daher schwer zu bestimmen war, welchen Einfluss jede dieser Höhen auf die Grösse der Coefficienten $^2/_3\,\mu$ ausgeübt hat.

Nach wiederholten Combinationen haben wir zur Berechnung dieser Coefficienten dennoch zwei Gleichungen ermittelt, und zwar für die 15 Versuche Nr. $19\frac{52}{54}$ bis $19\frac{64}{66}$ die Gleichung:

$$45\,a)\quad {}^2/_3\,\mu = 0{,}39085 + 0{,}14069\left(\frac{H}{T}\right) - 0{,}87382\,H + 0{,}00048\,b,$$

dann für die 11 Versuche Nr. $19\frac{67}{69}$ bis $19\frac{74}{77}$ die Gleichung:

$$45\,b)\quad {}^2/_3\,\mu = 0{,}1843 + 0{,}3182\left(\frac{H}{T}\right) - 0{,}63\,H + 0{,}00048\,b,$$

und zwar beide Gleichungen für das Metermaass.

Aus den in der Colonne 11 der Tab. I eingetragenen Differenzen ist ersichtlich, dass die nach diesen Gleichungen berechneten $^2/_3\,\mu$, im Vergleiche zu den aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten $^2/_3\,\mu$ bei 16 Versuchen bis auf die vierte Decimalstelle übereinstimmen, und bei 10 Versuchen sich die Differenzen nur von $+\,0{,}5$ bis $+\,1{,}6\%$ ergeben, daher die obigen Gleichungen zur Berechnung der Coefficienten $^2/_3\,\mu$ bei niedrigen der Ueberfallwehren benützt werden können, deren Schwellen nur 0,02—0,13 m über dem Gerinneboden erhöht sind.

Nachdem die vielen sehr interessanten Versuche von Boileau über die Abflussverhältnisse bei den vollkommenen Ueberfallwehren, welche über die ganze Breite der Zuflusscanäle hergestellt waren, in allen Lehrbüchern über Hydraulik eine wichtige Rolle spielen, so haben wir wenigstens einen Theil dieser Versuche in der Fortsetzung unserer Tab. I, Post Nr. 41—45 zusammengestellt, dann für diese Versuche mit unserer neuen Formel 22 die Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ berechnet und dieselben in die verticalen Colonnen 9 und 10 eingetragen.

Bei näherer Prüfung dieser Coefficienten findet man jedoch, dass obwohl die Wehrverhältnisse jenen bei dem Versuchswehre von Fteley und Stearns in der Tab. XXVIII sehr ähnlich waren, die aus den Versuchen von Boileau resultirenden Coefficienten $^2/_3\,\mu$ bis zu $-3{,}9\,\%$ kleiner sind, als wenn selbe für diese Versuche nach unserer Formel 43 berechnet werden, ferner dass diese Coefficienten keine regelmässige Reihenfolge bilden, sondern bei den verschiedenen Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen ganz unregelmässig bald grösser, bald kleiner werden.

Diese auffallenden Unregelmässigkeiten findet man auch bei den von Boileau selbst sowohl aus seinen Versuchen unmittelbar abgeleiteten, als auch bei den von ihm nach seiner früher angegebenen Formel berechneten Ausflusscoefficienten, was aus der nachstehenden kleinen Tabelle zu ersehen ist, welche wir aus jener Tabelle entnommen haben, die in Rühlmann's Hydromechanik S. 302 abgedruckt ist, und in welcher die Ausflusscoefficienten nach den Versuchen Boileau's zusammengestellt sind. Bezüglich dieser mit μ bezeichneten Coefficienten muss bemerkt werden, dass nachdem dieselben in der von Boileau benützten Formel zur Berechnung des secundlich abströmenden Wasserquantums, u. zw.: $Q = \mu\, b\, H \sqrt{2\,g\,H}$ angesetzt sind, sie eigentlich den Coefficienten $^2/_3\,\mu$ darstellen.

Versuchsnummer		1	3	5	7	9	11	13
In Millimetern	H	45,7	82,0	134,0	176,0	208,0	268,0	375,0
	e	38,0	68,0	113,4	149,0	176,0	227,0	320,0
$^2/_3\,\mu =$	Versuch	0,4061	0,4069	0,4125	0,4147	0,4132	0,4262	0,4242
	Rechnung	0,4107	0,4068	0,3943	0,3953	0,3971	0,3988	0,3959

Bei näherer Betrachtung und Vergleichung der beiden Reihen der Ausflusscoefficienten ist zu ersehen, dass mit der Zunahme der Wasserstandshöhen H über den Wehrschwellen, die aus den Versuchen abgeleitete Coefficientenreihe steigend, dagegen die Reihe der berechneten Coefficienten fallend ist, ferner, dass einzelnen Coefficienten in beiden Reihen, einmal grösser, dann wieder kleiner werden, daher die Verbindungslinien dieser beiden Coefficientenreihen, wenn man selbe graphisch aufträgt, ganz unregelmässige, sägeförmig auf- und abspringende, und divergirend auseinanderlaufende Linien bilden, endlich dass die Differenzen zwischen diesen beiden Coefficientenreihen, bei den höheren Wasserständen über den Ueberfallschwellen bis zu 6,6 % betragen.

Nach reiflicher Erwägung der, sowohl bei den früheren theoretischen Entwicklungen, als auch bei den besprochenen genauen Versuchen von Francis, Fteley und Stearns gemachten Wahrnehmungen, kann man schon aus der Betrachtung der beiden ganz unregelmässigen Coefficientenreihen mit voller Bestimmtheit behaupten, dass bei den von Boileau über die freie Abströmung des Wassers bei den vollkommenen Ueberfällen durchgeführten Versuchen, jedenfalls grössere Versehen vorgekommen sind, welche wir in dem nachstehenden Verfahren erkannt haben, und zwar:

1. Weil Boileau bei seinen Versuchen die Wasserstandshöhen über den Ueberfallschwellen nicht nach der Höhe des noch ungesenkten Oberwasserspiegels, sondern mittelst der oberhalb der Ueberfälle eingestellten offenen Röhren bestimmt hat, obwohl ihm schon aus den eigenen Versuchen bekannt war und durch die neuerlichen Versuche von Fteley und Stearns noch eclatanter nachgewiesen wurde, dass in Folge des hydraulischen Druckes die im Wehrwinkel mittelst eingestellter Röhren erhobenen Wasserstandshöhen jedesmal höher sind, als der noch ungesenkte Spiegel des Oberwassers, ferner dass diese Ueberhöhungen nach Verschiedenheit der Wehrhöhen, der Zuflussgeschwindigkeiten und der Standorte der offenen Flusspunkte der eingesetzten Röhren verschieden gross sind, wie dies auch schon aus Fig. 16, Taf. II, deutlich zu ersehen ist, daher Boileau bei seinen Versuchen die Wasserstandshöhen H jedesmal zu gross erhoben hat.

2. Weil Boileau in der zur Berechnung des über ein Wehr secundlich abströmenden Wasserquantums benützten Formel 9: $Q = \mu . b H \sqrt{2 g H}$, auch die Höhe der Wasserabströmung über der Schwelle mit dem unrichtig erhobenen H eingesetzt und nach diesem Rechnungsresultate die erste Reihe der Ausflusscoefficienten berechnet hat.

3. Der Umstand, dass Boileau die Dicke e des abströmenden Wasserstrahles unmittelbar über der Wehrschwelle in die letztere Formel zur Berechnung der zweiten Reihe dieser Coefficienten eingeführt hat, ist eine weitere Ursache der nachgewiesenen Unrichtigkeit der obigen Resultate, zumal diese Strahldicke e nicht nur von der Wasserstandshöhe H allein, wie es Boileau angenommen hat, sondern auch von der Wehrhöhe und der Zuflussgeschwindigkeit abhängig ist, fernei weil die Messung dieser Dicke e überdies sehr schwierig, daher auch unverlässlich war.

Mit Rücksicht auf die vorstehenden Nachweisungen müssen wir unsere Ansicht dahin aussprechen, dass die sonst sehr genauen, vielfältigen und mühevollen Versuche Boileau's, insoweit dieselben die Wasserabströmungen bei den Ueberfallwehren betreffen, für die Wissenschaft nicht in ihrem ganzen Umfange verwerthet werden können.

Bezüglich der Anwendung der in der Tab. II zusammengestellten, dann auch der nach unseren Formeln 43 und 44 zu berechnenden Ausflusscoefficienten muss hier ausdrücklich hervorgehoben werden, dass dieselben nur für die senkrecht auf die Richtung des Zuflusscanales stehenden verticalen Ueberfälle berechnet wurden, deren Ueberfallschwellen ganz horizontal waren und aus einem Pfosten oder aus einer Eisenplatte bestanden, welche in Folge einer stromabwärtigen Abschrägung am oberen Rande eine scharfe Kante erhalten haben. Derart construirte Ueberfälle werden in der Praxis meistens nur in Werkcanälen zu dem Zwecke hergestellt, um aus der Höhe des über dieselben abströmenden Wassers die in den Canälen zufliessenden secundlichen Wasserquantitäten berechnen zu können.

Da jedoch bei den in Flüssen erbauten grösseren Ueberfallwehren die Kronenschwellen schon der Bauconstruction wegen jedesmal eine grössere Breite erhalten müssen, und es einleuchtend ist, dass die Ausflusscoefficienten bei solchen Wehren mit den in der Tab. II zusammengestellten Coefficienten nicht übereinstimmen können, so erscheint es sehr nothwendig, dass ausgezeichnete Hydrotechniker sich die Mühe nehmen, an mehreren in Flüssen erbauten grösseren Ueberfallwehren von verschiedenen Constructionen zunächst alle Dimensionen derselben und die Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen mit thunlichster Genauigkeit zu vermessen und dann in einem zunächst dieser Wehre gelegenen regelmässigen Querprofile des Flusses, das bei dem beobachteten Wasserstande zum Wehre zufliessende oder das von demselben abströmende Wasserquantum mit thunlichster Genauigkeit zu erheben, worauf dann die diesen Wehranlagen entsprechenden Ausflusscoefficienten mit Benützung unserer neuen Formel berechnet werden könnten.

Da die Berechnungen der über die in Flüssen erbauten Ueberfallwehren abfliessenden secundlichen Wasserquantitäten, dann auch der bei verschiedenen Wasserständen an den einzubauenden Wehren zu gewärtigenden Wasseraufstauungen nur mit Zuhilfenahme der solchen Wehren entsprechenden Ausflusscoefficienten möglich, und diese Berechnungen im praktischen Leben oft von grosser Wichtigkeit sind, indem sie den Wasserwerksanlagen aller Art und nicht minder den diese Anlagen und die Wasserrechtsstreitigkeiten betreffenden behördlichen Entscheidungen zu Grunde gelegt werden müssen, wovon häufig nicht nur wichtige Privat-, sondern auch Staatsinteressen berührt werden, so wäre es angezeigt, dass die vorangeregten Erhebungen vom Staate veranlasst werden.

So lange jedoch die gedachten Vermessungsresultate und die hiernach ermittelten Ausflusscoefficienten uns nicht zur Verfügung stehen werden, kann man bezüglich der Wehre mit breiten Ueberfallschwellen das von den Ingenieuren Fteley und Stearns beantragte Verfahren anwenden. Von den genannten Ingenieuren wurden, wie dies bereits im §. 9, Absatz *E* beschrieben worden ist, auf Grund diesbezüglicher Versuche die zwei Gleichungen:

$$41) \quad . \quad . \quad . \quad \left\{ \begin{array}{l} y = 0{,}807\,\omega - H \\ \text{und} \\ C = 0{,}2016 \sqrt{y^2 + 0{,}2146\,\omega^2} - 0{,}1876\,\omega \end{array} \right.$$

aufgestellt, aus welchen man die Correctur C berechnen kann, welche, je nachdem dieselbe positiv oder negativ gefunden wird, der über der breiten Wehrkrone gemessenen Wasserstandshöhe entweder zugerechnet oder von ihr in Abzug gebracht werden muss, um jene hypothetische Wasserstandshöhe zu erhalten, bei welcher über ein scharfgekröntes Wehr dasselbe secundliche Wasserquantum abströmen würde, daher man mit Benützung dieser hypothetischen Wasserstandshöhe und des derselben entsprechenden Ausflusscoefficienten μ das über ein mit breiter Krone versehenes Wehr abströmende secundliche Wasserquantum berechnen kann.

Die Art der Durchführung der obigen Methode werden wir nachstehend bei der Berechnung mehrerer Versuche von Francis darthun.

Herr Francis wurde mit der wichtigen und schweren Aufgabe betraut, die richtige Vertheilung der colossalen Wassermenge des Marrimackstromes auf die verschiedenen Fabriken in Lowell, Massachusetts durchzuführen. Der genannte Strom ist durch ein 950 Fuss langes und 24 Fuss hohes hölzernes Wehr abgedämmt, wodurch elf Compagnien 3595,933 Kubikfuss Aufschlagwasser pro Secunde erhalten, was einem Nutzeffecte von 8965,4 Pferdekräften entspricht. Da es einleuchtend war, dass die bisherigen, stets nur in kleinem Maassstabe vorgenommenen Wassermessungsversuche für so grosse Ausflussmengen keine verlässlichen Anhaltspunkte abgeben können, so erhielt Francis, als Ingenieur der Corporationen in Lowell, von diesen die erforderlichen Unterstützungen, um neue entsprechende Versuche anzustellen. Diesem Umstande hat man die schon früher besprochenen, von Francis durchgeführten Versuche an den scharfgekrönten Ueberfallwehren zu verdanken.

Um die Versuche auch an Wehren mit breiten Kronen durchzuführen, und hiernach die Formel und die Ausflusscoefficienten μ zur Berechnung der über das grosse Wehr im Marrimackstrome abfliessenden secundlichen Wasserquantitäten ermitteln zu können, hat Francis in einem 10 Fuss breiten Zuflusscanale gleichsam ein Modell des besagten grossen Wehres herstellen lassen, welches 9,995 Fuss Breite, 5,048 Fuss Höhe über der Canalsohle, eine 2,95 Fuss breite horizontale Wehrkrone und gegen das Oberwasser eine unter einem Winkel von ca. 20° abfallende Vordecke, resp. Böschung hatte. An diesem wehrartigen Ueberfalle hat Francis fünf Versuche bei verschiedenen Wasserstandshöhen über der Wehrschwelle durchgeführt, die hiebei abgeflossenen Wasserquantitäten gemessen und zur Berechnung derselben, da die von ihm früher für die scharfkantigen Ueberfälle aufgestellte Formel nicht gepasst hatte, die nachstehende neue Formel empirisch aufgestellt:

$$Q = 3{,}01208\, b\, H^{1{,}53},$$

welche jedoch für anders construirte oder dimensionirte wehrartige Ueberfälle nicht anwendbar ist.

Von der Ansicht ausgehend, dass es unzweckmässig wäre, für jede abweichende Construction der Ueberfallwehren besondere Formeln aufzustellen, indem man hiezu vorerst Versuche an vielen Modellen anstellen müsste, dann in weiterer Erwägung, dass unsere neuen Formeln nicht blos für scharfgekrönte Versuchsüberfälle, sondern für eine jedwede Construction, selbst der grossen in Flüssen oder Strömen eingebauten Ueberfallwehren theoretisch entwickelt worden sind, haben wir die vorerwähnten, jedenfalls sehr interessanten fünf Versuche Francis in unserer Tab. II, Post-Nr. 46—50, ausführlich zusammengestellt und aus denselben nach unseren neuen Formeln für die wehrartigen Ueberfälle die Ausflusscoefficienten μ in nachstehender Art entwickelt.

Zunächst wurden aus den zwei früher angeführten Gleichungen von Fteley und Stearns für die Breite der Wehrschwelle $\omega = 2{,}95$ Fuss und aus den bei den fünf Versuchen gemessenen Wasserstandshöhen H über der breiten Schwelle die Correcturen C berechnet, wobei es sich zeigte, dass C in allen fünf Fällen negativ ist, d. h. dass diese Correcturen von den gemessenen Höhen H in Abzug gebracht werden müssen, um jene hypothetischen Wasserstandshöhen H_1 über einem scharfgekrönten Ueberfalle zu erhalten, bei welchen ein gleich grosses secundliches Wasserquantum abströmen würde. Der Uebersicht wegen haben wir die berechneten Höhen H_1 in derselben verticalen Colonne über den effectiven H innerhalb einer Klammer eingetragen.

Wenn man nun mit diesen hypothetischen Wasserstandshöhen über der scharfkantigen Wehrschwelle das theoretische Wasserquantum Q_1 nach der neuen Formel 20, in welcher $B = b = 9{,}995$ Fuss, $k = 5{,}048$ Fuss, der Winkel $\Psi = 20^0$ und $\varphi = 90^0$ zu setzen ist, ohne Berücksichtigung des Coefficienten $^2/_3\,\mu$ für jeden einzelnen Versuch berechnet, so erhält man aus der Division der effectiv abgeflossenen Wasserquantität Q, durch das theoretisch berechnete Quantum Q_1 die aus den Versuchen resultirenden Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ, welche für die neuen Formeln vollkommen passen, so dass die Aufstellung besonderer Formeln für wehrartige Ueberfälle nicht nothwendig erscheint.

Aus dem Vergleiche dieser Coefficienten mit jenen, welche bei dem gleich dimensionirten jedoch scharf gekrönten Versuchswehre Post Nr. 1, 2 und 3 erhalten wurden, findet man, dass diese Coefficienten $^2/_3\,\mu$ bei dem beschriebenen wehrartigen Ueberfalle um ca. 5 % grösser sind, als bei dem scharfgekrönten, und zwar aus dem Grunde, weil durch die von der Canalsohle zur Wehrkrone sanft aufsteigende Vorbettung die Contraction an der letzteren grösstentheils aufgehoben wurde.

Aus diesen wichtigen Versuchs- und Rechnungsresultaten kann für praktische Fälle die Lehre gezogen werden, dass im Falle man über ein zu erbauendes Flusswehr, bei normirter Wasserstandshöhe über dem Wehrschweller eine möglichst grosse Wassermenge zur Abströmung zu bringen beabsichtigt, oder umgekehrt, wenn man bei einer auf das Minimum einzuschränkenden Aufstauhöhe ein bestimmtes Wasserquantum ableiten will, dieser Zweck auch durch die Herstellung eines gegen das Oberwasser sanft geneigten Vorbettes erreicht werden kann.

Diese Vorbettungen gewähren auch noch den weiteren Vortheil, dass Schotter und selbst grössere, vom Oberwasser angeschwemmte Gegenstände über die Wehrkrone leichter fortgetragen werden, wodurch Verschotterungen und Verklausungen des Flussbettes oberhalb der Wehre thunlichst hintangehalten werden.

Ueber den Einfluss, welchen die Abrundungen breiter Wehrschwellen auf die Grösse der Ausflusscoefficienten μ, sonach auch auf die secundlich abströmenden Wasserquantitäten ausüben, sind uns leider keine verlässlichen Versuche bekannt, daher wir uns mit der Anführung der von einigen Autoren auf Grund ihrer Versuchsresultate angegebenen Ausflusscoefficienten μ begnügen müssen.

Boileau gibt an, dass bei Ueberfällen, mit halbkreisförmig abgerundeten Schwellen von 9,5 cm Dicke, die Ausflussmenge um 22 % mehr als bei Ueberfällen mit scharfkantigen Schwellen beträgt.

Weisbach fand bei einem vollkommenen, in der ganzen Gerinnebreite nach einem vollen Halbkreise hergestellten Ueberfalle den Ausflusscoefficienten $\mu = 0{,}836$.

Weil der von Weisbach beantragte Coefficient nur für ein, nach einem vollen Halbkreise hergestelltes Wehr Geltung hätte, derselbe überdies für verschiedene Breiten und Abrundungen der Wehrschweller, dann für die verschiedenen Wasserstandshöhen über denselben nicht als constant angenommen werden kann, so können wir auch diesen Coefficienten μ nicht als allgemein giltig anerkennen.

Wir glauben daher den Antrag dahin stellen zu sollen, dass so lange, bis uns durch neuerliche verlässliche Versuche mit breiten abgerundeten Wehrkronen richtigere Coefficienten bekannt sein werden, bei einem vorliegenden Probleme mit abgerundeter Wehrkrone, zunächst in der von uns früher beschriebenen Art das abströmende secundliche Wasserquantum über ein Wehr mit ebenso breiter horizontaler Krone berechnet, und dieses Quantum nach den Versuchsergebnissen von Boileau um 22 % vermehrt werde.

Berechnung der Ausflusscoefficienten für Ueberfälle, welche schmäler als die Zuflusscanäle sind.

Die mit solchen Ueberfällen von Francis, dann von Fteley und Stearns durchgeführten Versuche haben wir in der Tab. III zusammengestellt, und für diese Versuche mit unseren neuen Formeln, die denselben entsprechenden Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ berechnet, welche dann in die Colonnen 8 und 9 eingetragen wurden. Um über das Verhalten dieser Coefficienten eine bessere Uebersicht zu erhalten, haben wir analog dem früheren Vorgange in der graphischen Darstellung Taf. V, Fig. 36 die, bei den einzelnen Versuchen gemessenen Wasserstandshöhen H auf der Abscissenachse CD, und die hiefür berechneten Ausflusscoefficienten μ als Ordinaten aufgetragen, dann die Kopfpunkte der, zu einer Versuchsserie gehörigen Coefficienten mittelst punktirter Linien verbunden und die Endpunkte der letzteren, mit den zugehörigen Postnummern aus der Tab. III bezeichnet.

Aus diesen, zu den einzelnen Versuchsserien gehörigen Coefficienten-Curven ist nun ersichtlich, dass die Ausflusscoefficienten μ für kleinere Druckhöhen H rasch wachsen, dagegen für grössere H bedeutend kleiner werden, daher die Wasserstandshöhen hier auf die Grösse der Coefficienten μ einen grösseren Einfluss nehmen, als bei jenen Ueberfällen, welche mit dem Zuflusscanale gleich breit sind.

Aus den Coefficientencurven geht ferner hervor, dass mit der Abnahme des Verhältnisses $\left(\frac{b}{B}\right)$ auch die Coefficienten μ bedeutend abnehmen.

Endlich führt der Vergleich dieser Curven zu dem Schlusse, dass in dem hier gedachten Falle auch die Länge der Ueberfälle auf die Grösse der Coefficienten μ einen weit grösseren Einfluss nimmt, als bei jenen Ueberfällen, welche mit dem Zuflusscanale eine gleiche Breite haben, indem bei den kürzeren Wehren die Coefficienten μ bedeutend kleiner werden, was auch naturgemäss ist, zumal durch die Endcontractionen die Länge der Ueberfälle gleichsam verschmälert erscheint, und diese Verschmälerung auf das secundlich abströmende Wasserquantum, also auch auf die Grösse des Coefficienten μ bei einem langen Ueberfalle keinen so grossen Einfluss hat, als bei einem kurzen.

Die mathematische Entwicklung einer genauen Gleichung zur Berechnung der Ausflusscoefficienten μ mit Berücksichtigung der gleichzeitig einwirkenden Ueberfalldimensionen B, b, k und der Wasserstandshöhen H ist sehr schwierig, jedoch insoferne nothwendig, als man anderenfalls für die vielfältigen Combinationen dieser Verhältnisse erst die Versuche durchführen und hieraus eine Unzahl der, diesen Combinationen entsprechenden Coefficienten μ ableiten müsste.

Von den Hydraulikern wurden für die Berechnung der Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ an den vorbesagten Ueberfällen, die nachstehenden Gleichungen in Vorschlag gebracht und zwar:

Von Weisbach:

$$45) \quad \ldots\ldots \quad ^2/_3\,\mu = \mu_0 \left[1 + 1{,}718 \left(\frac{b\,H}{B\,T}\right)^4\right],$$

wobei die Coefficienten μ_0 aus den Tabellen zu entnehmen sind, welche aus den Versuchen von Poncelet und Lesbros an den sogenannten Poncelet'schen Ueberfällen von 0,20 m Breite zusammengestellt wurden.

Von Redtenbacher:

$$45) \quad \ldots\ldots\ldots \quad ^2/_3\,\mu = 0{,}381 + 0{,}062 \left(\frac{b}{B}\right),$$

Von Braschmann:

$$45) \quad \ldots\ldots \quad ^2/_3\,\mu = 0{,}3838 + 0{,}0386 \left(\frac{b}{B}\right) + \frac{0{,}00053}{H}.$$

Nachdem wir die drei vorstehenden Gleichungen zur Berechnung der aus den Versuchen Post Nr. 51—66 abgeleiteten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ benützt, hierbei jedoch gefunden haben, dass die erhaltenen Resultate von den letzteren bedeutend differiren, und zwar theils aus den schon früher angeführten Gründen, dann weil dieselben nicht allen, auf die Grösse dieser Coefficienten Einfluss nehmenden Wehrdimensionen Rechnung tragen; so waren wir bemüht, zur Berechnung der Coefficienten $^2/_3\,\mu$ eine andere Gleichung zu suchen, und haben nach vielfältigen Combinationen und mit Benützung der, aus den in 16 Gruppen zusammengestellten 74 einzelnen Versuchen von Francis, Fteley und Stearns abgeleiteten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ gefunden, dass die letzteren auch aus der nachfolgend angegebenen Gleichung mit hinreichender Genauigkeit berechnet werden können.

$$46) \;.\; \left\{\begin{array}{l} ^2/_3\,\mu = 0{,}3655 + 0{,}02357 \left(\frac{b}{B}\right) + \frac{0{,}007328}{H} + 0{,}00093\,b, \\ \text{für englische Fuss, und} \\ ^2/_3\,\mu = 0{,}3655 + 0{,}02357 \left(\frac{b}{B}\right) + \frac{0{,}002384}{H} + 0{,}00305\,b, \\ \text{für Meter.} \end{array}\right.$$

Wir haben noch ausserdem versucht, in das zweite Glied der obigen Gleichung anstatt $\left(\frac{b}{B}\right)$ den Werth $\left(\frac{b\,H}{B\,T}\right)$ einzuführen; die betreffenden durchgeführten Berechnungen ergaben indessen, dass man in dieser Weise keine genaueren Werthe für $^2/_3\,\mu$ erhält, daher das einfachere Verhältniss $\left(\frac{b}{B}\right)$ beibehalten wurde.

Nach der vorstehenden Gleichung wurden die sämmtlichen Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ für die 16 Versuchsgruppen berechnet und die percentualen Differenzen gegen die, aus diesen Versuchen unmittelbar abgeleiteten $^2/_3\,\mu$ in der Colonne 10 der Tab. III eingetragen, aus welcher nun zu entnehmen ist, dass diese Differenzen durchgehends entweder Null oder sehr gering sind, und nur bei den zwei Versuchsgruppen Post Nr. 55 und 59 $+\,1{,}0\,\%$ erreichen, wobei jedoch aus dem Diagramme der Coefficientencurven hervorgeht, dass gerade bei diesen zwei Versuchsgruppen jedenfalls kleine Versehen vorgekommen sind.

Die Uebereinstimmung der aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten, mit den aus der obigen Gleichung berechneten Coefficienten $^2/_3\,\mu$ ist um so beachtenswerther, als bei den nicht über die ganze Breite des Zuflusscanales reichenden Ueberfällen weder die Abströmung, noch die Gestaltung des Oberwasserspiegels so regelmässig erfolgt, wie bei jenen Ueberfällen, wo $B = b$ ist, dann auch aus dem Grunde weil die drei genannten Experimentatoren ihre Versuche in weit abgelegenen Zeiträumen und an verschieden construirten Versuchsüberfällen vorgenommen haben, daher auch die Messungen der Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen, nicht an denselben Stellen oberhalb der Wehre und auch nicht in gleicher Art vorgenommen wurden.

Diese höchst erfreuliche Uebereinstimmung, kann auch als Beweis gelten, dass die besprochenen Versuche mit grosser Sachkenntniss und Genauigkeit durchgeführt wurden, ferner dass die hieraus mit Anwendung der neuen Formeln berechneten Coefficienten $^2/_3\,\mu$ allen Wehrdimensionen vollkommen entsprechen und zugleich nach einem bestimmten Gesetze aufgebaut sind, sonach auch diese neuen Formeln auf richtigen Grundprincipien basiren.

Die aus den Versuchen von Francis an dem 9,997 Fuss = 3,047 m langen Wehre, dann die aus den Versuchen von Fteley und Stearns an dem 3,008 Fuss = 0,9168 m langen Ueberfalle für die verschiedenen Druckhöhen H nach der Gleichung 46 berechneten Ausflusscoefficienten μ, wurden in der graphischen Darstellung auf Taf. V, Fig. 36 eingetragen und die Kopf-Enden derselben in jenen Strecken, welche mit den früheren, aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten punktirten Coefficientencurven nicht zusammenfallen, mittelst vollausgezogener Linien verbunden, worauf man die regelmässigen Coefficientencurven JK und LM erhielt, welche zeigen, dass insbesondere die Länge der Ueberfälle auf die Grösse der Coefficienten μ einen grossen Einfluss hat, zugleich auch erkennen lassen, bei welchen Versuchen irgendein Versehen vorgekommen ist.

F t e l e y und S t e a r n s haben auch an solchen Ueberfällen Versuche durchgeführt, bei welchen das eine Ende derselben an die Seitenwand des breiteren Zuflusscanales angestossen hat, daher nur an dem zweiten Ende des Ueberfalles und an der Schwelle Contractionen stattfanden.

Wir haben sieben dieser Versuche in der Fortsetzung der Tab. III, Post Nr. 67—71 zusammengestellt, für dieselben nach den neuen Formeln die Coefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ berechnet und die letzteren in das Diagramm Fig. 36, eingetragen. Die durch die Verbindung der Köpfe dieser Coefficienten erhaltene Curve ist parallel mit jenen Curven, welche man bei den Ueberfällen mit z w e i Endcontractionen erhielt.

Die Coefficienten $^2/_3\,\mu$ für Ueberfälle mit nur e i n e r Endcontraction können auch aus der früheren Gleichung 46 berechnet werden, wo dann die hiernach erhaltenen $^2/_3\,\mu$, nur um $+$ 0,4 bis — 0,9 % von den aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten, differiren.

Die in dem Diagramme, Fig. 36, eingezeichneten Coefficientencurven *a a*, *b b* und *c c* entsprechen den Coefficienten μ, welche aus den Versuchen berechnet wurden, die der Hydrauliker C a s t e l an den in einem 0,74 m breiten Gerinne hergestellten vollkommenen Ueberfällen von 0,17 m Höhe und mit den Breiten von 0,3998, 0,6001 und 0,6804 m durchgeführt hat.

Schliesslich haben wir noch die, dem vom Ingenieur F r a n c i s für die verschieden dimensionirten Ueberfälle, dann für alle Wasserstandshöhen auf den Schwellen angegebenen c o n s t a n t e n Ausflusscoefficienten $\mu = 0{,}6228$ entsprechende horizontale Linie *d d* in dem vorerwähnten Diagramme eingezeichnet.

Aus dem voluminösen Operate, in welchem die in unseren Tab. II und III zusammengestellten 143 Versuche nach den neuen Formeln in allen Details berechnet wurden, glauben wir hier noch einige Resultate im Auszuge mittheilen zu sollen, welche die Herren Hydrauliker interessiren dürften.

Der bei den Versuchsüberfällen in den Ausflussöffnungen concentrirte h y d r a u l i s c h e G e s a m m t d r u c k wurde beispielsweise nachstehend berechnet.

Bei dem 9,995 F u s s l a n g e n und 5,048 F u s s hohen Ueberfalle ohne Seitencontraction wurde der obige Druck gefunden:

bei dem Versuche Post-Nr. 1 mit . . . . $7{,}35\left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$

„ „ „ „ 3 „ . . . . . $6{,}04\left(\frac{c^2}{2\,g}\right)$.

Bei dem ebenso langen und hohen Ueberfalle, welcher jedoch in einem 13,96 F u s s breiten Zuflusscanale hergestellt war, wo also Seitencontractionen vorkamen, fand man:

bei Post-Nr. 51 den hydraulischen Druck mit 12,5 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$

„ „ 54 denselben mit . . . . . . 6,85 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$.

Bei demselben Ueberfalle, dessen Höhe jedoch auf 2,014 Fuss reducirt wurde, fand man den hydraulischen Gesammtdruck:

bei Post-Nr. 56 mit . . . . 5,52 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$

„ „ 58 „ . . . . 3,87 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$.

Bei dem 18,997 Fuss langen und 6,55 Fuss hohen Ueberfalle in einem gleich breiten Zuflusscanale, also ohne Seitencontractionen, fand man den hydraulischen Gesammtdruck:

bei der Post-Nr. 14 mit . . . . 14,97 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$

und bei der Post-Nr. 22 mit . . . . 5,08 $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$.

Aus vorstehenden Berechnungsresultaten ersieht man zunächst, dass der in den Ausflussöffnungen bei den vollkommenen Ueberfallwehren sich concentrirende hydraulische Gesammtdruck jedesmal weit grösser als $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ ist, dann auch, nach Maassgabe der Dimensionsverhältnisse der Ueberfälle und nach der Grösse der Zuflussgeschwindigkeit c, verschiedene Werthe erlangt.

Bei einem und demselben Ueberfalle findet man zwar bei kleineren Wasserstandshöhen auf den Schwellen den hydraulischen Gesammtdruck auf die Ausflussöffnung als ein grösseres Vielfache von $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$, wie bei den höheren Wasserständen, weil jedoch im ersteren Falle das $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ weit kleiner als im letzteren ist, so findet man doch die absoluten Grössen der besagten hydraulischen Drucke bei höheren Wasserständen, also auch bei grösseren Zuflussgeschwindigkeiten, bedeutend grösser, als bei den kleineren Wasserstandshöhen über den Ueberfallschwellen.

Lesbros hat bei seinen nur an sehr kleinen Ueberfällen durchgeführten vielfältigen Versuchen mehrere hunderte der aus den letzteren abgeleiteten Ausflusscoefficienten in vielen Tabellen zusammengestellt, für die Berechnung derselben jedoch keine Gleichungen aufgestellt.

Da ein Vergleich der von Lesbros ermittelten Coefficienten mit den aus den Versuchen von Francis, Fteley und Stearns von uns berechneten, jedenfalls von Interesse ist, so haben wir die von Lesbros bei seinen Versuchen an einem in der verticalen Wand eines 3,68 m breiten Zuflusscanals angebrachten Ueberfalle von 0,20 m Breite und 0,5 m Höhe gefundenen Coefficienten $^2/_3\,\mu$, welche auch in der, in Rühlmann's Hydromechanik auf S. 297 abgedruckten Tabelle in der Colonne $A_1\,a_1$ angeführt sind, auf μ umgerechnet, die Druckhöhen H in der Fig. 36 auf der Abscissenachse $C\,D$ und die zugehörigen Coefficienten μ als Ordinaten aufgetragen, dann die Kopf-Enden derselben mit einer punktirten Linie verbunden, worauf wir die Lesbros'sche Coefficientencurve $N\,O\,P$ erhielten.

Die nähere Betrachtung dieser Curve zeigt, dass ihr oberer Theil $N\,O$ bis zur Druckhöhe $H = 0{,}17$ m eine ähnliche, nur etwas stärkere Krümmung hat, als die früher dargestellten Coefficientencurven nach den Versuchen von Francis, Fteley und Stearns, dann dass die erstere auch weit tiefer liegt, d. h. kleineren Coefficienten μ entspricht, und zwar aus dem Grunde, weil sowohl die Ueberfallbreite $b = 0{,}20$ m, als auch das Verhältniss $\left(\frac{b}{B}\right) = \frac{0{,}20}{3{,}68} = 0{,}05435$ sehr klein waren.

Die Fortsetzung der Curve $O\,P$ zeigt jedoch eine nochmalige plötzlich abfallende ganz unnatürliche Krümmung.

Der Grund dieser auffallenden Erscheinung liegt darin, dass Lesbros seine Versuche nur bis zu einer Druckhöhe $H = 0{,}17$ m durchgeführt, hieraus seine Coefficienten $^2/_3\,\mu$ abgeleitet, dann aber für die weiteren Druckhöhen von $H = 0{,}18$—$0{,}30$ m die Coefficienten aus den für die kleineren Druckhöhen gefundenen Coefficienten durch Interpolation berechnet hat. Da jedoch die Coefficientencurve für kleine Druckhöhen stark gekrümmt, dagegen für die grösseren Druckhöhen flach auslaufend ist, so können die den grösseren Druckhöhen entsprechenden Coefficienten aus den für die kleineren Druckhöhen ermittelten, durch Interpolation nicht berechnet werden, was die Herren Hydrauliker bisher übersehen haben.

Da aus der Coefficientencurve $O\,P$ zu ersehen ist, dass die in den Lesbros'schen Tabellen für Druckhöhen von $H = 0{,}18$—$0{,}30$ m angegebenen Coefficienten $^2/_3\,\mu$ offenbar viel zu klein, also unrichtig sind, und nachdem Weisbach seiner früher angeführten Gleichung zur Berechnung der Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ zunächst die aus den Versuchen von Poncelet und Lebros abgeleiteten Coefficienten μ_0 als einen Factor angehängt hat, so folgt hieraus, dass jene Hydrotechniker, welche bisher bei Lösung vorgelegener Probleme mit Druckhöhen über 0,17 m die Ausflusscoefficienten von Lesbros oder jene von Weisbach benützten, nur unrichtige Resultate erhalten konnten.

Für Ueberfallwehre, welche entweder in schiefer Richtung auf den Flusslauf oder nach einer gebrochenen Linie oder endlich nach einem Bogen in ein Flussbett eingebaut sind, besitzen wir bis jetzt leider noch keine verlässlichen Versuche, um für solche Wehre genaue Abflusscoefficienten μ berechnen zu können.

Da wir jedoch bei der Entwicklung der neuen Formeln für solche Wehre stets die wirklichen Längen derselben, dann auch die senkrecht auf die Wehrrichtungen wirkenden hydrostatischen und hydraulischen Drucke des zufliessenden Oberwassers in die Berechnungen aufgenommen haben, so sind wir der Ansicht, dass insolange als für solche Wehre keine neuen verlässlichen Versuche durchgeführt werden, die von uns früher aufgestellten Gleichungen 43—46 zur Berechnung der Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ auch für die schiefen, gebrochenen oder nach Kreisbögen erbauten Wehre verwendet werden können, wenn sonst die Wehr- und Wasserstandsverhältnisse jenen bei den geraden und senkrecht auf den Flusslauf stehenden Wehren gleich sind.

§. 11.

Ermittlung der Ausflusscoefficienten für die neuen Formeln zur Berechnung der abströmenden Wassermengen über die in Flüssen erbauten unvollkommenen Ueberfallwehre.

Bei den in Flüssen erbauten unvollkommenen Ueberfallwehren oder den sogenannten Grundwehren, bei welchen die Wehrkrone unter dem Unterwasserspiegel liegt, war bis jetzt die Ermittlung der Ausflusscoefficienten μ_1 für den in's Unterwasser abfliessenden Wasserkörper, den sogenannten getauchten Strahl, sehr schwierig, weil diesfalls noch keine genauen Versuche gemacht wurden.

Dubuat und Eytelwein haben angerathen, in die Formel 14 die Coefficienten μ und $\mu_1 = 0{,}633$ zu setzen. Redtenbacher hat in seiner Formel 15 den Coefficienten $\mu = 0{,}855$ und jenen $\mu_1 = 0{,}62$ angenommen, endlich Pestalozzi für seine Formel 19*b* den Coefficienten $\mu = 0{,}80$ bis $0{,}85$ und $\mu_1 = 0{,}62$ beantragt, daher nach den beiden letzteren Anträgen die Coefficienten μ um ca. 27% grösser wären, als jene μ_1.

Alle diese Coefficienten sind jedoch unrichtig, indem es ganz unwahrscheinlich ist, dass selbe für alle Dimensionsverhältnisse und Configurationen der Wehre, ferner für alle Verhältnisse der Breiten der Ueberfälle zur Breite der Zuflusscanäle, endlich für alle Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen constant sein könnten, dann auch ebenso unwahrscheinlich ist, dass der Coefficient μ_1 für den Eintritt in das abfliessende Unterwasser dem Coefficienten μ für die Ausströmung in die freie Luft entweder gleich wäre oder aber um 27% kleiner als der letztere sein sollte.

Aus den von Herrn Bornemann in den Jahren 1866/69, 1871 und 1872 durchgeführten Versuchen*) mit den, in einem 1,135 m breiten Wasserzuflussgraben in einer Entfernung von blos 3,7 m aus Brettern hergestellten voll-

*) Die Resultate dieser Versuche sind in der Zeitschrift „Der Civil-Ingenieur" vom Jahre 1870 und 1876 veröffentlicht.

kommenen und unvollkommenen Ueberfällen können die Ausflusscoefficienten μ und μ_1 nicht berechnet werden, weil diese Versuche wegen der primitiven Construction der Ueberfallanlagen, dann wegen des geringen Rauminhaltes des benützten Aichkastens, endlich wegen der kurzen Beobachtungsdauer der einzelnen Versuche keine genügende Genauigkeit gewähren, was schon daraus hervorgeht, dass, wenn aus diesen Versuchen die Ausflusscoefficienten μ und μ_1 nach der neuen Formel 28 berechnet werden, man μ_1 für den getauchten Ausfluss um ca. 10% grösser findet, als das μ für die freie Ausströmung, was jedenfalls unrichtig ist.

Laut der im §. 9 enthaltenen Beschreibung der von Fteley und Stearns mit unvollkommenen Ueberfällen durchgeführten 22 Versuche haben die genannten Ingenieure zur Berechnung der über diese Ueberfälle abströmenden Wassermengen die empirische Formel:

$$Q = Cl\left(d + \frac{d_1}{2}\right)\sqrt{h}$$

aufgestellt und aus ihr für die freie und für die getauchte Ausströmung einen gemeinschaftlichen Ausflusscoefficienten C berechnet, welcher nach der Grösse des Verhältnisses $\frac{d_1}{d}$ zwischen $C = 3{,}089$ bis 3,372 variirend gefunden wurde.

Aus der obigen Formel, welche überdies laut den im §. 9 gelieferten Nachweisungen nicht richtig ist, könnten die abgesonderten Coefficienten μ für die freie und μ_1 für die getauchte Wasserabströmung nicht berechnet werden.

Fteley und Stearns haben auch aus den vorbesagten 77 Versuchen Bornemann's die Ausflusscoefficienten C nach ihrer vorstehenden Formel berechnet, wobei aber diese Coefficienten um 10—27% grösser, als nach den einzelnen Versuchen der genannten Autoren gefunden wurden. Diese bedeutenden Differenzen werden dem Umstande zugeschrieben, dass ungeachtet der namhaften Zu- und Abflussgeschwindigkeit im Versuchsgraben, Bornemann den über den Ueberfallschwellen gemessenen Wassertiefen nur die einfache Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$ des Oberwassers zugerechnet hat, was jedenfalls zu wenig sei, ferner dass Bornemann auf die Geschwindigkeit des abfliessenden Unterwassers keine Rücksicht nahm.

Aus dem uns von der amerikanischen Gesellschaft der Civil-Ingenieure in New-York gütigst zugesandten XIII. Hefte der Verhandlungen dieser Gesellschaft vom Jahre 1884 haben wir mit grosser Befriedigung entnommen, dass Herr Francis im Jahre 1883 über die Wasserabströmungen bei den unvollkommenen Ueberfallwehren viele Versuche zu dem Zwecke durchgeführt hat, um den Ausflusscoefficienten μ_1 für die Wasserabströmungen in ein abfliessendes Unterwasser zu ermitteln, daher wir die Resultate dieser wichtigen Versuche hier in Kürze mittheilen wollen.

Francis hat die vorerwähnten Versuche bei Gelegenheit der vorgenommenen Prüfung der Humphrey-Turbine bei Tremont and Suffolk Mills durchgeführt.

Der Ueberfall, an welchem die obigen Versuche vorgenommen wurden, bestand aus zwei Abtheilungen, von denen die erste eine Breite von 11,22 Fuss, die zweite eine Breite von 10,98 Fuss, also der ganze Ueberfall eine Breite von 22,2 Fuss hatte.

Bei der Durchführung der Versuche wurde die Turbine festgebremst, das Wasser aus dem oberen Zuflusscanale mittelst einer Regulirungsschütze eingelassen, gleichzeitig das Unterwasser bis unter die Ueberfallschwelle gesenkt und dann das über den vollkommenen Ueberfall abgeflossene secundliche Wasserquantum nach der älteren Formel von Francis (11) $Q = 3{,}33\, b H^{\frac{3}{2}}$ berechnet.

Hierauf wurde für eine Serie von Versuchen bei unveränderter Oeffnung der Regulirungsschütze, also auch des gleichen Zuflussquantums, das Unterwasser durch Einbaue bis zu einer bestimmten Höhe über die Ueberfallschwelle gehoben, wodurch dann auch das Oberwasser in Folge dieses Rückstaues sich etwas gehoben hat.

Nach Eintritt des Beharrungszustandes wurden dann die Höhen des Ober- und Unterwassers über der Wehrschwelle, und zwar letztere 18 Fuss unterhalb des Ueberfalles genau gemessen.

Aus den vielen diesfalls durchgeführten Versuchen hat Francis 24 derselben ausgewählt und nach den bei denselben erhaltenen Resultaten den Ausflusscoefficienten in das Unterwasser zwischen $\mu_1 = 0{,}5679$ bis $0{,}5792$ und im Mittel mit $\mu_1 = 0{,}5734$ gefunden und hiernach die nachstehende Gleichung aufgestellt:

$$47\,a) \quad . \quad Q = 3{,}33\, b\, (H_1 - H_2)^{\frac{3}{2}} + 4{,}5988\, b\, H_2 \sqrt{(H_1 - H_2)},$$

in welcher das erste Glied die von Francis schon in früheren Jahren angegebene Formel zur Berechnung der bei den vollkommenen Ueberfällen, und im vorliegenden Falle der frei in die Luft abströmenden secundlichen Wasserquantitäten darstellt und das zweite Glied die Durchflussmenge innerhalb der durch das Unterwasser getauchten Ausflussöffnung angeben soll. Der Coefficient des ersten Gliedes $\mu = \frac{3{,}33 \times {}^3/_2}{\sqrt{2g}} =$ $= 0{,}6228$ ist der von Francis als constant angenommene Ausflusscoefficient für die vollkommenen Ueberfälle und ebenso $\mu_1 = \frac{4{,}5988}{\sqrt{2g}} =$ $= 0{,}5734$ der gleichfalls als constant vorausgesetzte Ausflusscoefficient für den untertauchten Wasserstrahl, welcher nach der Angabe Francis aus den 24 Versuchen mit grosser Mühe entwickelt wurde.

Nach den vorstehend angegebenen Versuchsresultaten wäre der Ausflusscoefficient μ_1 des in das Unterwasser einfliessenden Strahles um 7,93 % kleiner als jener μ des frei in die Luft ausströmenden.

Francis hat ferner die bei diesen Versuchen abgeflossenen Wasserquantitäten sowohl nach der obigen eigenen, als auch nach der von Fteley und Stearns aufgestellten Formel berechnet, die Resultate dieser Berechnungen in seiner Tab. I zusammengestellt und hierauf bemerkt, dass die letzteren sowohl untereinander, als auch mit den beim vollkommenen Ueberfalle nach der Formel $Q = 3{,}33\, b\, H^{\frac{3}{2}}$ berechneten Wasserquantitäten nahe übereinstimmen; obwohl diese Resultate gegen die obigen Quantitäten bis zu $\pm 2{,}2$ % differiren.

Bei den obigen Berechnungen wurde in der Formel 47 *a* der constante Coefficient $\mu_1 = 0{,}5734$, dagegen in der Formel 42 *b* der variirende Coefficient $b = 3{,}090$ bis $3{,}315$ angewendet.

Schliesslich bemerkte Francis, dass für Ueberfälle, welche nicht über die ganze Breite des Zuflusscanales reichen, bei denen also Endcontractionen vorkommen, seine früher aufgestellte Formel nachstehend lauten wird:

$$47\,b)\quad Q = 3{,}33\,(b - 0{,}1\,.\,n\,H)\,(H_1 - H_2)^{\frac{3}{2}} + 4{,}5988\, b\, H_2 \sqrt{(H_1 - H_2)},$$

worin n die Anzahl der Endcontractionen bezeichnet. Die vorbesprochenen Versuche Francis verdienen die vollste Würdigung, nur wird es sich jetzt darum handeln, dieselben mit gleichzeitiger Berücksichtigung der von uns bei der Behandlung der Abflussverhältnisse an den vollkommenen Ueberfällen bereits festgestellten Principien für die Wissenschaft entsprechend zu verwerthen.

Zunächst müssen wir hervorheben, dass bei den Ueberfällen in die freie Luft die Grösse der Ausflusscoefficienten μ von den Dimensionen und der Construction der Ueberfälle, dann insbesondere auch von den Wasserstandshöhen über den Wehrschwellen abhängig, daher jedenfalls sehr variabel ist, wie dies schon früher bei den vollkommenen Ueberfällen wiederholt und unanfechtbar erwiesen wurde, daher die Annahme Francis, dass der Ausflusscoefficient μ bei dem freien Ausfluss an den unvollkommenen Ueberfällen constant sei, dann die Einsetzung eines solchen Coefficienten $\mu = 0{,}6228$ in das erste Glied seiner Gleichung nicht gerechtfertigt ist.

Wenn ferner bei einem unvollkommenen Ueberfalle im oberen Theile der Oeffnung, der dem freien Ausflusse entsprechende Coefficient μ grösser oder kleiner wird, so muss dann auch der, auf den unteren untertauchten Theil der Ausflussöffnung bezügliche Coefficient μ_1, veränderlich sein, weil beide Coefficienten miteinander in einer bestimmten Relation stehen, daher auch der weitere Vorgang Francis, wornach er den Coefficienten μ_1, für den Ausfluss unter Wasser als constant vorausgesetzt und ihn mit einem Mittelwerthe $\mu_1 = 0{,}5734$ in das zweite Glied seiner Gleichung eingeführt hat, nicht begründet erscheint.

Nachdem ferner Herr Francis bei der Aufstellung seiner obigen Formel auf die namhaften Zufluss- und Abflussgeschwindigkeiten im oberen und unteren Canale keine Rücksicht nahm, welche laut unseren früheren Nachweisungen auf die Grösse der Ausflusscoefficienten, sonach auch auf die ausströmenden Wasserquantitäten einen grossen Einfluss ausüben, so können die von Francis aufgestellten beiden Formeln nicht als richtig erkannt werden.

Die vorstehenden Bedenken gegen die von Francis aus seinen Versuchsresultaten aufgestellten Formeln, veranlassten uns, die Abflussverhältnisse bei den unvollkommenen Ueberfällen nochmals eingehend zu studiren, bei welchem Anlasse wir, ein sehr wichtiges Moment bezüglich der Veränderungen der Contractionscoefficienten beim Uebergange der vollkommenen im unvollkommene Ueberfälle, wahrgenommen haben.

Wegen Klarstellung und Nachweisung dieses Momentes müssen wir uns zunächst auf die, auf Taf. V dargestellten Fig. 37, 38 und 39 beziehen. Die Fig. 37 zeigt den, von Lesbros mit thunlichster Genauigkeit aufgenommenen Querschnitt eines Wasserstrahles, welcher aus einer in einer dünnen Wand angebrachten 0,20 m breiten und ebenso hohen Seitenöffnung $ABCD$, bei einer Druckhöhe von 1,68 m über der Mitte der Oeffnung und bei vollständiger Contraction, frei in die Luft ausströmt. Das Profil $abcdefgh$ wurde in einem Abstande von 0,15 m von der Mündung aufgenommen und hatte einen Flächeninhalt von 237,46 cm^2, daher die Contraction in diesem Querprofile $\alpha = \frac{237{,}46}{400} =$ $= 0{,}5936$ betrug.

Aus dem obigen Querschnitte des ausströmenden Wasserstrahles kann gefolgert werden, dass in der Fig. 38, der Querschnitt des, aus der Ausflussöffnung $ABCD$ bei einem vollkommenen Ueberfalle ausströmenden Wasserkörpers, nachdem an der oberen Kante AB respective am Wasserspiegel keine Contraction stattfindet, die beiläufige Gestalt $AabcdB$ erhalten wird, in welcher Aa und Bd die Contractionen an den beiden Seitenwänden, bc die Contraction an der Ueberfallschwelle, dann ab und cd die Contractionen in den Wehrwinkeln darstellen. Auch hier würde der Quotient der Querschnittsfläche $AabcdB$ dividirt durch die Fläche der Ausflussöffnung $ABCD$ den Contractionscoefficienten des bei einem vollkommenen Ueberfalle frei in die Luft ausströmenden Wassers angeben.

Denken wir uns bei demselben Ueberfalle $ABCD$, Fig. 39, die Wehrschwelle CD bis zur Tiefe EF eingeschnitten, jedoch das Oberwasser noch immer in der ganzen Tiefe $AE = BF$ ausströmend und das Unterwasser in der Tiefe $CE = DF$ mit der Geschwindigkeit v

abfliessend, so dass aus dem früheren vollkommenen nun ein unvollkommener Ueberfall *ABEF* entsteht, so wird der Querschnitt des aus dem oberen Theile der Oeffnung frei ausströmenden Wassers, da die Contraction an der früheren Wehrschwelle entfällt, die beiläufige Gestalt *AafB* annehmen, und da die Querschnittsfläche *AafB* grösser ist als die frühere *AabcdB*, also die Contraction dieses Körpers kleiner geworden ist, so erscheint hiemit die wichtige Thatsache constatirt, dass in der, frei in die Luft ausmündenden Oeffnung eines unvollkommenen Wehres, die Contraction des ausströmenden Wassers geringer, mithin der Ausflusscoefficient μ grösser ist, als bei einer gleich grossen Ausflussöffnung eines vollkommenen Ueberfalles.

Da bis jetzt alle Hydrauliker und auch wir selbst, die Ausflusscoefficienten in den freien Ausflussöffnungen bei den vollkommenen und unvollkommenen Ueberfallwehren, jedesmal als gleich gross vorausgesetzt und hiernach auch alle bisherigen Formeln zur Berechnung der bei den unvollkommenen Ueberfällen abströmenden Wasserquantitäten aufgestellt haben, so müssen wir diese Voraussetzung nach dem vorstehend aufgeklärten Sachverhalte als eine irrige bezeichnen.

Da es sehr wahrscheinlich ist, dass die Contraction auf den, in das Unterwasser eintretenden Wasserkörper in ähnlicher Art wirkt, wie auf den frei in die Luft ausströmenden, so dürfte das Querprofil des ersteren beiläufig die Gestalt *abcdef* erhalten, und da der Flächeninhalt dieses Profils im Verhältnisse zur Ausflussöffnung *CDEF* kleiner ist, als im oberen Theile der Oeffnung *ABCD*, so kann hiernach schon a priori behauptet werden, dass der Ausflusscoefficient μ_1 des unter Wasser ausfliessenden Wasserkörpers stets kleiner sein muss, als der Coefficient μ des frei in die Luft ausströmenden.

Die vorstehenden Nachweisungen haben uns zur Ueberzeugung geführt, dass für die unvollkommenen Ueberfallswehren, sowohl die Coefficienten μ als auch jene μ_1 nur unmittelbar aus den an solchen Wehren durchgeführten Versuchen abgeleitet werden können. Zu diesem Zwecke wollen wir die vorbesprochenen Francis'schen Versuche benützen, da selbe unstreitig zu jenen gehören, welche an grösseren Ueberfällen mit Sachkenntniss und mit thunlichster Genauigkeit durchgeführt wurden. Von den, von Francis ausgewählten 24 Versuchen, haben wir die Hälfte derselben in der beigeschlossenen Tab. IV, in allen Details zusammengestellt, ferner aus den Plänen der Turbinenanlage von Tremont and Suffulk Mills, die Höhen der Ueberfallschwelle über der Sohle im Zufluss- und im Abflusscanale, dann die Breite des letzteren entnommen, die nach diesen Dimensionen berechneten Geschwindigkeiten im Zu- und im Abflussgerinne berechnet, sodann alle diese Werthe in den Colonnen 4, 9 bis 12 der Tab. IV eingetragen.

Zur Berechnung der über einen solchen unvollkommenen Ueberfall abströmenden secundlichen Wasserquantitäten haben wir früher die neue Formel 28 entwickelt und zwar:

$$28) \quad Q = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2\,g}\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_1\, b\left(H_2 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)}.$$

Aus dieser Formel können nun, wenn bei den Versuchen die abgeströmten Wasserquantitäten Q gemessen wurden, die entsprechenden Ausflusscoefficienten, und zwar entweder:

$$^2/_3\, \mu = \frac{Q - \mu_1\, b\left(H_2 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)}}{b\sqrt{2\,g}\left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)},$$

oder

$$\mu_1 = \frac{Q - {}^2/_3\, \mu\, b\sqrt{2\,g}\left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)}{b\left(H_2 - \frac{n\,v^2}{2\,g}\right)\sqrt{2\,g\left(\frac{s_1 - s_2}{2}\right)}}$$

berechnet werden.

Da jedoch aus der einen Formel 28 die zwei Unbekannten $^2/_3\, \mu$ und μ_1 direct nicht berechnet werden können, so haben wir diese Berechnung nach der Näherungsmethode in nachstehender Art durchgeführt.

Es wurden für je zwei Versuche, bei welchen die Druckhöhen H voneinander nur unbedeutend differirten, die beiden Gleichungen für $^2/_3\, \mu$ aufgestellt, und da diese Coefficienten nach den, bei vollkommenen Ueberfällen gemachten Wahrnehmungen auch nur sehr wenig voneinander abweichen können, so sind dieselben einander gleichgesetzt worden, wodurch man dann eine Gleichung mit der einen Unbekannten μ_1 erhielt.

Dieses berechnete μ_1 war der Mittelwerth für die beiden Versuche, mit welchem man dann auch den, diesen beiden Versuchen entsprechenden Mittelwerth $^2/_3\, \mu$ berechnen konnte.

Da uns aus der Gleichung 44 und aus den Diagrammen der Coefficientencurven für die vollkommenen Ueberfälle, Taf. V, bekannt war, wieviel die Differenz der μ bei zwei voneinander nur unerheblich abweichenden Druckhöhen H beträgt, so wurde hiernach auch der für die beiden Versuche erhaltene Mittelwerth von $^2/_3\, \mu$ corrigirt und sind nach deren Einführung in die vorstehende Formel die den beiden Versuchen entsprechenden μ_1 nochmals berechnet worden.

Die nach diesen allerdings sehr weitläufigen Rechnungsoperationen für die ausgewählten 12 Versuche gefundenen Coefficienten μ und μ_1 wurden in den Colonnen 14 und 15 der Tab. IV eingetragen.

Dass die nach dieser Methode berechneten Coefficienten μ und μ_1 den Abflussverhältnissen bei den besprochenen Versuchen ganz entsprechen, ist daraus ersichtlich, dass die für jeden einzelnen Versuch nach der Formel 28 und mit Anwendung dieser Coefficienten berechneten Abflussquantitäten Q mit den von Francis bei den Versuchen erhobenen Q fast vollkommen übereinstimmen.

Um die von uns für die unvollkommenen Ueberfälle berechneten Coefficienten μ mit den, bei einem gleich langen vollkommenen Ueberfalle und bei denselben Druckhöhen früher gefundenen μ vergleichen zu können, haben wir die letzteren nach der Gleichung 44 berechnet und selbe in in die Colonne 13 eingestellt.

Die Differenzen zwischen diesen und den für die unvollkommenen Versuchsüberfälle berechneten μ, dann die Differenzen zwischen diesen letzteren für die freie Ausströmung geltenden μ und den Coefficienten μ_1, welche dem untertauchten Ausflusse in's Unterwasser entsprechen, wurden in den Colonnen 16 und 17 in Procenten ersichtlich gemacht.

Da nach der Angabe der Experimentatoren Fteley und Stearns die vereinigten Ausflusscoefficienten C in ihrer vorangeführten Formel bei den unvollkommenen Ueberfällen, von dem Verhältnisse der Wasserstandshöhen $\left(\frac{d_1}{d}\right) = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)$ abhängig sind, so haben wir die Werthe auch dieser Verhältnisse für die einzelnen Versuche berechnet und in der Colonne 18 angeführt.

Aus der Vergleichung der in den Colonnen 13—18 eingetragenen Berechnungsresultate ergibt sich nun Folgendes:

1. Bei den drei ersten Versuchen, Nr. 25, 95 und 96, wo die Druckhöhen H sehr klein und die getauchten Ausflussöffnungshöhen H_2 grösser als die ersteren waren, kann rücksichtlich der, für diese Versuche berechneten Coefficienten μ und μ_1 ein Gesetz der regelmässigen Steigerung oder Abnahme derselben nicht wahrgenommen werden, und zwar offenbar aus dem Grunde, weil das im unteren getauchten Querschnitte fliessende Wasser vom Wehrkörper nach aufwärts abgelenkt wird, und hierdurch auch den frei in die Luft ausströmenden Wasserkörper theilweise beeinflusst.

2. Die auf den freien Ausfluss bezugnehmenden Coefficienten μ betragen bei kleinen Druckhöhen im Minimum $\mu = 0{,}5366$, erreichen sodann bei der Druckhöhe $H = 0{,}643$ Fuss $= 0{,}196$ m das Maximum von $\mu = 0{,}6225$, und nehmen von da an mit dem Wachsen der Druckhöhe wieder ab. Diese Coefficienten, welche einen ähnlichen Gang befolgen, wie die von Lesbros ermittelten Coefficienten bei den vollkommenen Ueberfällen ohne Schwelle, sind bei kleinen Druckhöhen um 4,1—12,6% kleiner, bei grösseren Druckhöhen dagegen um 1,9 bis 1,3%, zuletzt jedoch nur um 0,33% grösser als die Coefficienten μ, welche für die vollkommenen Ueberfälle mit erhöhten Wehrrücken, bei gleicher Breite und bei gleichen Druckhöhen ermittelt wurden.

3. Die für den getauchten Theil der Ausflussöffnung berechneten Coefficienten μ_1 erreichen bei der vorerwähnten Druckhöhe $H = 0{,}643$ Fuss $= 0{,}196$ m ihr Minimum von $\mu_1 = 0{,}5257$ und werden dann mit der Zunahme der Druckhöhen etwas grösser bis zu $\mu_1 = 0{,}5384$, welche Steigerung jedoch nicht ganz regelmässig ist.

Diese Coefficienten μ_1 sind von der obigen Druckhöhe angefangen durchgehends um 15,5—12 % kleiner als die Coefficienten μ für den freien Ausfluss bei demselben Versuche.

4. Das Verhältniss der Wasserstandshöhen $\left(\frac{H_2}{H_1}\right)$ scheint auf die Grösse der Coefficienten μ und μ_1 keinen wesentlichen Einfluss zu üben, es ist jedoch zu ersehen, dass wenn $\left(\frac{H_2}{H_1}\right)$ grösser als 0,5 wird, sodann eine regelmässige Gestaltung der Coefficienten μ und μ_1 nicht mehr stattfindet.

5. Bei der Durchführung der besagten Versuche hat Francis die Beobachtung gemacht, dass, wenn der Unterwasserspiegel nur 0,08 bis 0,17 Fuss über der Ueberfallschwelle stand, das höher gespannte Oberwasser noch frei abgeströmt ist, mithin unter dem Ausflussbogen Luft vorhanden war.

Nachdem jedoch das Ober- und das Unterwasser etwas höher gestiegen waren, und die Luft unter dem Ausflussstrahle verschwand, also das erstere mit dem letzteren in continuirliche Verbindung getreten ist, wurde die Ausflussmenge selbst bei verminderter Druckhöhe grösser, was offenbar durch die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers bewirkt wird, nicht aber eine Folge des Verschwindens der Luft unter dem Ausflussstrahle ist, weil hier nicht wie bei einem vollkommenen Ueberfalle mit einer breiten Schwelle, ein luftleerer Raum entstehen kann.

Um also aus Versuchen an unvollkommenen Ueberfällen genaue Ausflusscoefficienten berechnen zu können, ist es unbedingt nothwendig, dass bei jedem Versuche auch noch angegeben wird, ob das Oberwasser noch frei, also mit einer Luftschichte unter dem Strahle abgeströmt, oder aber schon voll in das Unterwasser abgeflossen und daselbst eine Nachsaugung des letzteren eingetreten ist, damit hiernach die diesen Verhältnissen entsprechenden factischen Druckhöhen, für die Berechnung der secundlich abströmenden Wasserquantitäten ermittelt werden können.

6. Bei Gelegenheit der vielseitigen Berechnungen der soeben besprochenen Versuche haben wir die Wahrnehmung gemacht, dass die hierbei erhaltenen Resultate keine solche Genauigkeit und Uebereinstimmung ergeben, als bei den von Francis früher an den vollkommenen Ueberfällen gemachten Versuchen, und zwar wahrscheinlich aus dem Grunde, weil bei den jetzigen Versuchen keine hierfür ganz geeigneten

Bauanlagen und Vorrichtungen zu Gebote standen und Francis sich daher blos mit den Bauanlagen bei den genannten Turbinen behelfen musste, ferner weil die während dieser Versuche abgeflossenen Wasserquantitäten nicht in grossen Reservoirs aufgefangen und daselbst gemessen, sondern nur nach der alten, nicht ganz richtigen Formel berechnet wurden.

Es wäre daher die Vornahme weiterer genauerer Versuche über die Abflussverhältnisse bei grösseren in Flüssen oder in Canälen erbauten unvollkommenen Ueberfallwehren sehr erwünscht, wobei insbesondere Bedacht darauf genommen werden sollte, dass man aus diesen Versuchen die Einflussnahme der einzelnen Dimensionen der Ueberfälle und der Druckhöhen, dann auch die Coefficienten μ und μ_1 abgesondert für sich zu berechnen in der Lage wäre. Die gedachten Versuche sollten sich ferner auch auf solche Ueberfälle erstrecken, welche nicht über die ganze Breite des Zuflusscanals reichen, da es sehr wahrscheinlich ist, dass man aus den Resultaten solcher an verschieden dimensionirten Ueberfällen durchgeführten Versuche noch genauere Gesetze über die Gestaltung und die Verhältnisse der Coefficienten μ und μ_1 zueinander ableiten könnte.

Da wir die aus den besprochenen Versuchen berechneten und in den Colonnen 14 und 15 eingetragenen Coefficienten μ und μ_1 den ausübenden Ingenieuren nicht ohne Weiteres zur Benützung empfehlen können, zumal diese Coefficienten nur für 11 Fuss = 3,3528 m lange Ueberfälle giltig, dann auch nicht für verschiedene Druckhöhen berechnet sind, so haben wir in der begründeten Voraussetzung, dass diese Coefficienten μ und μ_1 bei den unvollkommenen Ueberfällen in demselben Verhältnisse zu den Längen b derselben stehen, wie wir dies bei den vollkommenen Ueberfällen in den bezüglichen Gleichungen 43 und 44 nachgewiesen haben, zur Berechnung dieser Coefficienten für verschieden lange unvollkommene Ueberfälle und für beliebige Druckhöhen die nachstehenden allgemeinen Gleichungen aufgestellt. Für die unregelmässig gestalteten Coefficienten μ und μ_1 bei sehr kleinen Druckhöhen bis zu $H = 0{,}513$ Fuss $= 0{,}156$ m konnte keine entsprechende Gleichung aufgefunden werden. Zur Berechnung der Coefficienten für Druckhöhen von $H = 0{,}643$ Fuss $= 0{,}196$ m bis $H = 1{,}119$ Fuss $= 0{,}341$ m entsprechen die nachstehenden Gleichungen, und zwar für englisches Fussmaass:

$$48a) \quad . \quad . \quad . \quad \left\{ \begin{array}{l} {}^2/_3\, \mu = 0{,}4001 + \dfrac{0{,}01038}{H} + 0{,}000146\, b \text{ und} \\ \mu_1 = 0{,}5274 + 0{,}000146\, b, \end{array} \right.$$

und für das Metermaass:

$$48a) \quad . \quad . \quad . \quad \left\{ \begin{array}{l} {}^2/_3\, \mu = 0{,}4001 + \dfrac{0{,}00316}{H} + 0{,}00048\, b \text{ und} \\ \mu_1 = 0{,}5274 + 0{,}00048\, b. \end{array} \right.$$

Für grössere Druckhöhen wäre für englisches Fussmaass:

$$48b) \quad \ldots \quad \left\{ \begin{array}{l} {}^2/_3\,\mu = 0{,}4001 + \dfrac{0{,}00799}{H} + 0{,}000146\,b \text{ und} \\ \mu = 0{,}5346 + 0{,}000146\,b, \end{array} \right.$$

also für Metermaass:

$$48b) \quad \ldots \quad \left\{ \begin{array}{l} {}^2/_3\,\mu = 0{,}4001 + \dfrac{0{,}00244}{H} + 0{,}00048\,b \text{ und} \\ \mu_1 = 0{,}5346 + 0{,}00048\,b. \end{array} \right.$$

Wir haben mit Hilfe der Formel 28 und der aus den obigen Gleichungen ermittelten μ und μ_1 die bei den einzelnen Versuchen abgeströmten Wasserquantitäten berechnet und dieselben in die Colonnen 20 eingetragen, dann der Vergleichung wegen auch die von Francis nach seiner Formel und mit seinen Coefficienten berechneten Abflussquantitäten in der Colonne 19 angeführt. Aus der Vergleichung dieser Quantitäten mit den bei den Versuchen berechneten und in der Colonne 8 angegebenen Q ist nun ersichtlich, dass die von Francis nach seiner Formel berechneten Q von den letzteren weit mehr differiren, als die nach unseren Formeln berechneten Q, welche von den bei den Versuchen angegebenen Q nur um circa — 0,01 bis $\pm$ 0,4 und blos bei einem Versuche um + 0,6 % abweichen.

Für unvollkommene Ueberfälle, welche schmäler als die Zuflusscanäle sind, können wir keine Ausflusscoefficienten μ und μ_1 ermitteln, weil uns verlässliche Versuche mit solchen Wehren nicht bekannt sind.

Da den geehrten Lesern das Metermaass geläufiger sein dürfte, als das englische Fussmaass, so haben wir die bei den besprochenen Versuchen zu den Vergleichungen gewählten Druckhöhen H in Metermaass umgerechnet und dieselben in die Colonne 22 eingetragen.

§. 12.

Ausmittlung der Ausflusscoefficienten für die neuen Formeln zur Berechnung der aus Grundschleusen und Schützenöffnungen ausströmenden Wassermengen.

Zu den grossartigsten und interessantesten Versuchen, welche in der Neuzeit über die Wasserausströmungen aus Grundschleusen durchgeführt wurden, gehören unstreitig jene, welche der k. k. Hofrath Freiherr von Engerth in den Jahren 1876, 1881 und 1883 an dem Schwimmthore (Sperrschiffe) im Donaucanale bei Wien vorgenommen und in dem Werke: „Das Schwimmthor zur Absperrung des Wiener Donaucanales, Wien 1884,“ beschrieben hat.

Da aus den Resultaten dieser Versuche zugleich der Beweis erbracht werden kann, dass die von den Hydraulikern bisher aufgestellten Formeln zur Berechnung der Wasserabströmungen aus Grundschleusen in anstossende Gerinne oder Flussbette auf unrichtigen Hypothesen basirt wurden und diese Versuche überdies zur Klarstellung einiger Grundprincipien der Hydraulik von Wichtigkeit sind, so wollen wir dieselben nachstehend im Auszuge anführen.

Anlässlich der Donauregulirung bei Wien wurde für das höchst wichtige und schwierige Problem einer zweckentsprechenden Absperrvorrichtung im Wiener Donaucanale gegen das Eindringen der Hochwässer und Eisgänge in denselben, wodurch sehr häufig verheerende Ueberschwemmungen der niedrigen Vorstädte von Wien veranlasst worden sind, ein Concurs ausgeschrieben, und von den vielen diesbezüglich eingelangten Projecten hat die Donauregulirungs-Commission das vom Hofrathe Engerth entworfene Project der Absperrung des Donaucanals an seiner Einmündung bei Nussdorf mittelst eines Schwimmthores ausgewählt.

Hofrath Engerth hat nun mit dem nach seinen Plänen und unter seiner Leitung hergestellten Schwimmthore während den im Laufe von zehn Jahren eingetretenen Hochwässern und ausserordentlichen Eisgängen mit rastloser Thätigkeit vielfältige Versuche angestellt, auf Grundlage der hierbei gesammelten Erfahrungen auch entsprechende Verbesserungen an dem Schwimmthore angebracht und dessen Handhabung im vorerwähnten Werke ausführlich beschrieben, ferner die theoretischen Berechnungen über die Durchströmung des Wassers unter dem Schwimmthore bei verschiedenen Wasserstands- und Oeffnungshöhen auf Grundlage dreier Versuche durchgeführt und hieraus die Ausflusscoefficienten μ_1 behufs Bestimmung jener Höhen abgeleitet, auf welche das Schwimmthor gehoben werden muss, um ein bestimmtes secundliches Wasserquantum in den Donaucanal einströmen zu lassen.

Wir werden nur die letzterwähnten Berechnungen in einem kurzen Auszuge vorausschicken, hierbei jedoch anstatt der von Engerth angewendeten, die von uns schon früher eingeführten Buchstabenbezeichnungen beibehalten.

Von dem auf S. 37 dargestellten Längenprofile des Donaucanales sammt dem eingehängten Schwimmthore haben wir auf Taf. IV, Fig. 40, eine Copie angefertigt, in welcher nach Engerth die einzelnen Buchstaben die nachstehenden Dimensionen und Objecte bezeichnen, und zwar:

O den Wasserquerschnitt bei einer Stelle CD im Canale, stromabwärts des Schwimmthores, wo die natürliche Strömung im Normalprofile eingetreten ist,

v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im obigen Querschnitte O,

O_1 den Querschnitt AB oberhalb des Schwimmthores, wo die normale Strömung des Wassers noch besteht,

c die Geschwindigkeit des Wassers in diesem Querschnitte, daher $c = \frac{O\,v}{O_1}$ sein wird.

b die Breite und

a die lichte Höhe der Durchlassöffnung unter dem Schwimmthore,

H_1 den Wasserstand über dem Nullwasserspiegel bei $A\,B$, welcher 3,80 m über der Schleusensohle liegt,

H_2 den Wasserstand über Null bei $C\,D$,

H den Niveau-Unterschied der beiden Wasserspiegel H_1 und H_2,

w die Geschwindigkeit des Wassers in der Durchflussöffnung unter dem Schwimmthore bei den obigen Wasserständen,

Q das unter dem Schwimmthore in den Donaucanal einströmende secundliche Wasserquantum.

Engerth sagt nun weiter: „Unter der Voraussetzung, dass die Geschwindigkeit c allmälig und ohne Arbeitsverlust auf die Geschwindigkeit w beschleunigt, hingegen die Geschwindigkeit w unter Vernichtung der Geschwindigkeit $(w - v)$ durch Stoss plötzlich auf v reducirt wird, so gelten nach hydraulischen Gesetzen die Relationen:

1)*] . . . . $$H + \frac{c^2}{2\,g} = \frac{(w - v)^2}{2\,g} + \frac{v^2}{2\,g}$$

daraus

2) . . . . $$w = v + \sqrt{2\,g\,H + c^2 - v^2}$$

3) . . . . $$Q = \mu_1\,a\,b\,w$$

„Bei der Anwendung dieser Formeln auf den Donaucanal ist vor Allem das Profil zu bestimmen, wo die maassgebenden Elemente, Wasserstand, Geschwindigkeit und Wasserquantum zu erheben sind. Das ausgewählte Profil soll so weit stromabwärts liegen, dass die vehemente Wirkung des unter dem Schwimmthore hervorfliessenden Wassers bereits amortisirt und dieses eine normale Strömung und einen normalen Wasserstand angenommen hat. Dies scheint bei dem nur 486,5 m entfernt liegenden Profile nächst der Stromaufsicht bei grösseren Depressionen noch nicht der Fall zu sein.“

Bei Anwendung der Formel 2 und 3 sind die Werthe von v und Q aus der von Engerth zusammengestellten Tab. I zu entnehmen. Die Breite des Canals oberhalb des Schwimmthores ist $B = 50$ m, die Breite der Durchflussöffnung unter dem letzteren ist $b = 46{,}58$ m und die Tiefe der Betonsohle unter dem Nullwasserspiegel ist $= 3{,}80$ m.

Bei der Construction des Schwimmthores lag eine Schwierigkeit darin, den Corrections-(Ausfluss-)Coefficienten μ_1 richtig anzunehmen, da für so grosse Durchlassöffnungen noch keine Erfahrungen vorlagen, und konnte dieser Coefficient nur aus den bei der Tauchung des Schwimmthores gemachten Beobachtungen gefunden werden.

---

*) Die von Engerth aufgestellte zweite complicirte Formel führen wir hier nicht an, weil er auf ihrer Grundlage schliesslich doch zu denselben Gleichungen 2 und 3 gelangte.

Es liegen drei solcher Beobachtungen vor, bei welchen alle obigen Werthe der aufgestellten Formeln mit Ausnahme des Coefficienten μ_1 erhoben wurden, und zwar die Beobachtungen am 22. Februar 1876, am 14. März 1881 und am 5. Jänner 1883, wobei noch zu bemerken ist, dass die bei diesen Beobachtungen unter dem Schwimmthore in den Canal eingeflossenen secundlichen Wasserquantitäten vom Hofrathe Engerth nach den mit thunlichster Genauigkeit gemessenen Querprofilen und Wasserspiegelgefällen im Canale, dann mit Benützung der von Prof. Harlacher anlässlich der am 8. Mai 1878 bei einem Wasserstande von 1,92 m vorgenommenen Messung der im Donaucanale abströmenden Wassermenge gewonnenen Erfahrungsdaten berechnet wurden.

Die von Engerth bei den drei Versuchen gemessenen Dimensionen und Wasserstände, dann die hiernach aus den Formeln 2 und 3 berechneten Werthe von ω und μ_1 sind in seiner nachstehend abgedruckten Tab. II zusammengestellt.

Beobachtung	Beobachtete Werthe				Aus der Tab. I			Aus Formel 2, 3	
	H_1	H_2	H	a	v	O	Q	ω	μ_1
Am 22. Febr. 1876	4,05	3,08	0,97	3,15	2,019	298,67	602,9	6,18	0,664
„ 14. März 1881	3,46	2,32	1,14	2,32	1,901	251,14	477,3	6,43	0,686
„ 5. Jänn. 1883	5,34	3,90	1,44	3,25	2,088	355,99	743,3	7,24	0,677

Zur Ergänzung der vorstehenden Tabelle muss nach den Angaben Engerth's noch mitgetheilt werden, dass die Betonsohle unter dem Schwimmthore bei dem ersten Versuche bereits um 0,22 m und bei dem zweiten Versuche um 0,25 m ausgewaschen, resp. vertieft war, während bei dem dritten Versuche auf die vorher vollständig ergänzte Betonsohle unter dem Sperrschiffe noch eine 0,42 m hohe Eisenconstruction für die Einstellung der Eisnadeln aufgesetzt war, wodurch die Höhe der Durchflussöffnung um obige 0,42 m verengt worden ist.

Um die Richtigkeit unserer neuen Formeln für die Ausströmung des Wassers aus grossen Grundschleusen zu erproben und zugleich für dieselben die entsprechenden Ausflusscoefficienten μ_1 zu ermitteln, haben wir mit den bei den drei Versuchen erhobenen Durchlassdimensionen und Wasserstandshöhen, welche auch in unserer Tab. V zusammengestellt sind, nach unseren Formeln 30, in welchen die Höhe der Grundschwelle über dem Gerinneboden, da die vorerwähnte Eisenconstruction jedenfalls verschottert war, $k = 0$ gesetzt wurde, die nach der Theorie abfliessenden secundlichen Wasserquantitäten Q_1 berechnet und mit Benützung derselben aus der Gleichung $\mu_1 = \frac{Q}{Q_1}$ die Ausflusscoefficienten μ_1 ermittelt, wobei die nachstehenden Werthe gefunden wurden:

für die erste Beobachtung $\mu_1 = 0,808$,
„ „ zweite „ $\mu_1 = 0,835$,
„ „ dritte „ $\mu_1 = 0,815$.

Aus den obigen Werthen für μ_1 ist zu ersehen, dass Engerth die Coefficienten μ_1 nach der von ihm aufgestellten Relation 3 um circa 17—18% zu klein berechnet hat.

Wollte man bei den obigen, nach unseren Formeln durchzuführenden Berechnungen auf die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers *) keine Rücksicht nehmen, so würde man die nachstehenden Coefficienten erhalten:

für die erste Beobachtung $\mu_1 = 0,848$,
„ „ zweite „ $\mu_1 = 0,864$,
„ „ dritte „ $\mu_1 = 0,850$.

Wir halten jedoch die ersteren Coefficienten für richtiger.

Bei dem Schwimmthore sind die von uns berechneten grösseren Ausflusscoefficienten μ_1 auch dadurch bedingt, weil dasselbe in der Mitte 9,45 m breit und gegen seine beiden Enden bauchförmig zulaufend ist, daher der Durchfluss unter einem grossen Theile seiner Länge wie durch eine Ansatzröhre erfolgt, was schon daraus sich ergibt, dass in den im Schiffboden eingeschraubten vier Glasröhren, welche über dem durchströmenden zusammengezogenen Wasserstrahle stehen, eine Nachsaugung und hiedurch in diesen Röhren eine Senkung des Wasserspiegels von ca. 0,33 m stattfindet.

Dass die obigen, nach den neuen Formeln berechneten Coefficienten μ_1 ganz richtig sind, ist auch daraus ersichtlich, dass fast alle Hydrauliker für breite Gerinne, für Freischleusen deren Schwellen mit dem Gerinneboden gleich hoch liegen, dann für Grundwehren mit Flügelwänden, bei zufliessendem Oberwasser die Ausflusscoefficienten μ_1 mit ca. 0·85, und beim Durchflusse des Wassers durch Ansatzröhren den Coefficienten μ_1 bis zu 0,95 angegeben haben.

Berechnet man die Geschwindigkeiten des unter dem Schwimmthore durchströmenden Wassers, entweder aus der Division des secundlich durchfliessenden Quantums durch die Querschnittsfläche der Durchflussöffnung, also $w = \frac{Q}{a\,b}$, oder nach unserer citirten Formel 30, $w = \mu_1 \sqrt{2gs}$, so erhält man ganz gleiche Resultate, und zwar:

beim ersten Versuche $w = 4,11$ m
„ zweiten „ $w = 4,42$ m
„ dritten „ $w = 4,91$ m

*) Die Abflussgeschwindigkeit v wurde noch innerhalb der Schleusenmauern aus der Breite zwischen denselben $= 46,38$ m und der entsprechenden Tiefe daselbst berechnet, ferner wurde die Nachsaugung $= \frac{0,67\, v^2}{2g}$ angenommen.

wogegen Engerth aus seinen Formeln 2 und 3 für w die nachstehenden Werthe erhielt:

beim ersten Versuche $w = 6{,}18$ m
„ zweiten „ $w = 6{,}43$ m
„ dritten „ $w = 7{,}24$ m

Daher diese letzteren Werthe offenbar um 47—50 % zu gross sind.

Nachdem laut vorstehenden Nachweisungen die von Engerth aus den Gleichungen 2 und 3, resp. aus der Grundgleichung 1 berechneten Ausflusscoefficienten μ_1 zu klein, dagegen die Durchflussgeschwindigkeiten w um vieles zu gross gefunden wurden, so ist es klar, dass die von ihm aus den Lehrbüchern älterer Hydrauliker entnommene Grundformel 1 jedenfalls unrichtig sein muss, was nachstehend erwiesen werden soll.

Schon die erste Voraussetzung bei der Aufstellung der Formel 1 ist unrichtig, weil die Geschwindigkeit c des Oberwassers nicht allmälig, sondern beim Eintritte desselben aus dem grossen Canalquerprofile bei $A\,B$, in die weit kleinere Durchflussöffnung unter dem Schwimmthore fast plötzlich auf die Geschwindigkeit w beschleunigt wird, daher nicht nur hiedurch, sondern auch durch den Stoss des Oberwassers an die Schleusenflügel, und an die hohe Schiffswand, wie auch durch die hierbei erfolgenden Ablenkungen dieses Wassers gegen die Durchflussöffnungen, ein Theil der Stosskraft des Oberwassers absorbirt, also ein Arbeitsverlust allerdings eintreten wird.

Auch die zweite Voraussetzung, dass die Ausflussgeschwindigkeit w durch den Stoss gegen das Unterwasser plötzlich auf die Geschwindigkeit v im Canale reducirt werde, ist gleichfalls unrichtig, weil diese Reduction nur nach und nach in einer Entfernung von circa 486,5 m unterhalb des Schwimmthores erfolgt:

Die Formel 1 drückt ferner Folgendes aus:

Der Niveau-Unterschied zwischen dem Ober- und Unterwasser, resp. die Druckhöhe H mehr der Geschwindigkeitshöhe des zufliessenden Oberwassers $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$, welche jedoch nur als auf die Fläche der Ausflussöffnung wirkend berücksichtigt wurde, hat den vermeintlichen Druckhöhenverlust zu decken, welcher bei dem angeblichen plötzlichen Uebergange der Durchflussgeschwindigkeit w in die Canalgeschwindigkeit v, in der Grösse von $\frac{(w - v)^2}{2g}$ entsteht, dann auch die Canalgeschwindigkeit v zu erzeugen, wozu eine Druckhöhe $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ erforderlich ist.

Ueber diese Formel erlauben wir uns die nachstehende Aeusserung abzugeben.

Es ist jedem Hydrauliker bekannt, dass die vorhandene Druckhöhe im Oberwasser $\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ zuerst die Durchflussgeschwindigkeit w unter dem Schwimmthore erzeugen muss, daher bei der Aufstellung der Formel 1 offenbar übersehen wurde, die hiezu erforderliche Druckhöhe $\left(\frac{w^2}{2g}\right)$ als erstes Glied auf der rechten Seite der Formel einzustellen.

Wir haben schon früher bemerkt, dass wenn beim Durchflusse des Wassers durch eine Rohrleitung mit verschiedenen Querschnitten, das Wasser aus einem weiteren in einen engeren Querschnitt tritt, und hierdurch gezwungen ist, plötzlich eine grössere Geschwindigkeit anzunehmen, oder auch umgekehrt, wenn das Wasser aus einem engeren in einen weiteren Querschnitt einströmt und hierdurch gezwungen ist, plötzlich eine kleinere Geschwindigkeit anzunehmen, um den vollen Querschnitt des Rohres auszufüllen, hierdurch an der, in der Rohrleitung wirkenden Druckhöhe nach den Erfahrungen Carnot's ein Druckhöhenverlust von $\frac{(w - v)^2}{2g}$ eintritt.

Beim Durchströmen des Wassers aus dem oberen offenen Canale unter dem Schwimmthore in den unteren offenen Canal, treten jedoch ganz andere Verhältnisse ein, als beim Durchflusse des Wassers in einer geschlossenen Röhre. Der Druckhöhenverlust bei dem plötzlichen Uebergange der kleineren Canalgeschwindigkeit c in die grössere Durchflussgeschwindigkeit w wird schon durch eine höhere Aufstauung des Oberwassers beglichen, daher in der gegebenen Wasserspiegelhöhe des Oberwassers die zur Ueberwindung des besagten Widerstandes erforderliche Druckhöhe schon mit enthalten ist.

Tritt ferner das unter dem Schwimmthore ausströmende Wasser in den unteren Canal ein, so wird sich dasselbe, in Folge des stattfindenden Wasserstosses nach allen Seiten ausbreiten, leistet also dem mit grösserer Geschwindigkeit ausströmenden Wasser, keinen solchen Widerstand, wie in einer geschlossenen Röhre, und nachdem ferner das langsamer abfliessende Unterwasser wegen Erlangung des ihm nöthigen Abflussquerschnittes sich auch in die Höhe erhebt, so wird schon hierdurch die Wasserspiegeldifferenz im Oberwasser vermindert, daher eine nochmalige Verminderung dieser Druckhöhe wegen Ueberwindung des Widerstandes beim Uebergange der Geschwindigkeit w in jene v nicht begründet erscheint.

Herr Engerth bemerkt ferner, dass das unter dem Schwimmthore mit einer bedeutenden Geschwindigkeit ausströmende Wasser, bei dem, in der nächsten Canalstrecke vorhandenen relativen Wasserspiegelgefälle von 0,0006 in Folge der Reibungswiderstände an den Canalwänden, erst nach und nach in einer Entfernung von ca. 486 m seine Geschwindigkeit auf die Canalgeschwindigkeit v ermässigt, daher ein plötzlicher Uebergang der Geschwindigkeit w in jene v nicht stattfindet, mithin hier ein Druckhöhenverlust von $\frac{w - v}{2g}$ auch nicht vorkommt.

Aus vorstehenden Nachweisungen ist ersichtlich, dass bei der Ausströmung des Wassers aus einer Grundschleuse in einem anstossenden offenen Canal mit einem Gefälle und abfliessenden Unterwasser ein Druckhöhenverlust nach dem Carnot'schen Satze nicht vorkommt, daher auch nicht in Rechnung gebracht werden darf.

Bezüglich des zweiten Gliedes der Formel 1 muss Folgendes bemerkt werden. Nachdem schon früher angegeben worden ist, dass die bedeutende Geschwindigkeit des vom Schwimmthore abfliessenden Unterwassers erst nach und nach in einer Entfernung von ca. 486 m auf die Canalgeschwindigkeit v ermässigt wird, worauf das Wasser mit dieser dem relativen Gefälle der Canalsohle und des Wasserspiegels in der weiteren Canalstrecke von 0,00036 entsprechenden mittleren Geschwindigkeit v weiterfliesst, so steht es ausser Zweifel, dass die Druckhöhe $\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ oberhalb des Schwimmthores die Geschwindigkeit v nicht erst zu erzeugen braucht, da letztere noch ein Ueberrest der anfänglichen weit grösseren Abflussgeschwindigkeit ist, daher der Ansatz des zweiten Gliedes in der Formel 1, nach welchem die Druckhöhe $\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)$ auch die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ zu ersetzen hat, unrichtig ist.

Bei der vorstehend nachgewiesenen Fehlerhaftigkeit der Formel 1 und sonach auch jener 2 und 3 ist es wohl selbstverständlich, dass die von Engerth nach diesen Formeln berechneten Werthe von μ_1 und w unrichtig ausfallen mussten. Da auch mehrere andere Hydrauliker bei der Aufstellung ihrer Formeln die vorbesprochenen irrthümlichen Annahmen gemacht haben, so sahen wir uns veranlasst, die Unrichtigkeit dieser Annahmen möglichst ausführlich nachzuweisen, um zunächst unsere früher entwickelten Formeln für die Wasserausleitungen aus Grundschleusen in anstossende Canäle oder Flussbette noch näher zu begründen, dann auch jene Ingenieure, welche den Glauben an die Unfehlbarkeit ausgezeichneter Fachautoritäten nur schwer aufgeben, von der Richtigkeit unserer Nachweisungen und der neuen Formeln zu überzeugen.

Wegen Ermittlung der Ausflusscoefficienten für die neuen Formeln zur Berechnung der aus Schleusen- und Schützenöffnungen abströmenden Wasserquantitäten müssen wir, da uns keine neueren diesbezüglichen Versuche bekannt sind, uns mit der Berechnung der älteren Versuche von Lesbros, Boileau, Weisbach und Bornemann, welche der letztgenannte Hydrauliker im „Civil-Ingenieur" vom Jahre 1880 zusammengestellt hat, behelfen. Da die Durchrechnung aller Versuche der genannten Experimentatoren einen grossen Zeitaufwand erheischt hätte, so haben wir den einzelnen Versuchsserien jedesmal nur 6—8 Versuche, welche sich auf die voneinander möglichst abweichenden Objectsdimensionen und Wasserstände bezogen, entnommen, dieselben in unserer Tab. V, Post-Nr. 4—41, zusammengestellt, sodann für jeden einzelnen Versuch die theoretischen secundlichen Wasserquantitäten nach den neuen Formeln 30 berechnet, hiernach die diesen Formeln entsprechenden Ausflusscoefficienten in der früher angegebenen Weise ermittelt und die letzteren in der verticalen Colonne 12 der Tab. IV eingetragen.

Bezüglich der Zusammenstellung der Wasserstandshöhen in der Tab. V ist zu bemerken, dass die genannten Experimentatoren bei den Schützenöffnungen bei freiem Ausflusse in die Luft die Druckhöhen H vom Oberwasserspiegel bis zur Mitte der Schützenöffnungen angegeben haben, weil sie mit ihren Formeln und mit diesen mittleren Druckhöhen die Ausflussquantitäten gerechnet hatten. Da jedoch dieser Vorgang insbesondere bei grösseren Schützenöffnungen mit erhöhten Ueberfallschwellen und bei zufliessendem Oberwasser keine genauen Resultate ergeben kann, so haben wir — unter Einhaltung unserer ursprünglichen Bezeichnung — die Druckhöhen H vom Oberwasserspiegel bis zur Ueberfallschwelle der Ausflussöffnung in der Tab. V angegeben.

Bei den in das Unterwasser vollständig getauchten Schützenöffnungen haben die Experimentatoren die Höhen des Ober- und des Unterwassers über der Oberkante der Schützenöffnungen angegeben, wogegen wir es für zweckmässiger hielten, diese Höhen gleichfalls über den Unterkanten, resp. über den Ueberfallsschwellen der Schützenöffnungen auszuweisen.

Bei den weiteren mit den Wasserausströmungen in ein anliegendes Unterwasser vorgenommenen Versuchen wurden die Höhendifferenzen zwischen dem Ober- und Unterwasserspiegel als die Druckhöhen H in die Tab. V eingetragen.

Um die unmittelbar aus den einzelnen Versuchen mittelst der neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten mit jenen vergleichen zu können, welche von den Experimentatoren aus denselben Versuchen für ihre Formeln abgeleitet wurden, haben wir auch die letzteren in die Tab. V eingestellt.

Aus der Vergleichung der in dieser Tabelle zusammengestellten Ausflusscoefficienten μ und μ_1 sind die nachstehenden beachtenswerthen Versuchs- und Berechnungsresultate zu ersehen.

1. Die von den Experimentatoren angegebenen Coefficienten μ sind etwas grösser als die nach unseren neuen Formeln berechneten, und zwar deshalb, weil in den letzteren die Zuflussgeschwindigkeiten, dann die hydraulischen Drucke gegen die Schützenflächen und ihre Umschliessungswände bereits in Rechnung gezogen sind, was bei den älteren

Formeln nicht der Fall war, daher man bemüssigt war, diesen Mangel durch die Wahl höherer Coefficienten μ auszugleichen.

2. Nach den Versuchen von Engerth, Boileau und Weisbach, wo die Ueberfallschwellen im Niveau des Gerinnebodens lagen, wachsen die Coefficienten μ mit der Zunahme der Druckhöhen H, wogegen bei den Versuchen von Lesbros, wo die Ueberfallschwelle 0,54 m über dem Gerinneboden erhöht war, mit der Zunahme der Druckhöhe H die Coefficienten μ abnehmen.

Nur bei jenen Versuchen, wo die Ausströmung aus den Schützenöffnungen in ein vorliegendes Unterwasser erfolgte, findet man, dass bei den mit Sternchen (*) bezeichneten vier Versuchen sowohl die von den Autoren angegebenen, als auch die von uns berechneten Ausflusscoefficienten μ_1 dem obigen Gesetze nicht entsprechen, daher bei diesen vier Versuchen jedenfalls Versehen, resp. Unrichtigkeiten vorgekommen sind.

3. Bei den von Weisbach über den freien Ausfluss aus Schützenöffnungen angestellten Versuchen wurden die Coefficienten μ aus dem Grunde bedeutend grösser gefunden, weil die Unterkante der Schützen, resp. die Oberkante der Ausflussöffnung abgerundet war.

Die vorstehend angeführten Versuchs- und Berechnungsresultate ad 1 und 2 bezüglich der Relationen zwischen den Druckhöhen, den Ueberfallschwellen und den Coefficienten μ stimmen mit jenen überein, welche wir bereits bei den Ueberfällen constatirt haben.

4. Aus der Vergleichung der aus den Versuchen der vier vorgenannten Hydrauliker abgeleiteten Coefficienten μ und μ_1 für die freie und für die getauchte Ausströmung des Wassers aus Schützenöffnungen ist die auffallende Erscheinung zu ersehen, dass die Coefficienten μ_1 für den Ausfluss unter Wasser bedeutend grösser sind, als jene μ für die Ausströmung in die freie Luft, hier also das Gegentheil von dem stattfindet, was bei den Abströmungen des Wassers über die unvollkommenen Ueberfälle constatirt wurde.

Die obige Erscheinung dürfte nachstehend zu erklären sein.

Bei den unvollkommenen Ueberfällen haben wir aus der Fig. 39, Taf. V, nachgewiesen, dass die Contraction bei dem in's Unterwasser abfliessenden Wasserkörper $CDEF$ grösser ist, als bei dem frei in die Luft ausströmenden Körper $ABCD$, daher im letzteren der Ausflusscoefficient μ grösser ist, als das μ_1 im ersteren.

Wenn jedoch aus einer Schützenöffnung, z. B. $ABCD$, Fig. 37, das Wasser einmal frei in die Luft und das andere Mal ganz unter Wasser ausströmt, so wird die Contraction des ausfliessenden Wassers in beiden Fällen am ganzen Umfange der Schützenöffnungen erfolgen und wahrscheinlich auch gleich gross sein.

Bei der Ausströmung des Wassers aus einer ganz getauchten Schützenöffnung in ein anstossendes Gerinne mit abfliessendem Unterwasser erfolgt aber auch noch eine Nachsaugung des letzteren und dieses ist der Grund, dass ein grösseres Wasserquantum als das der einfachen Druckhöhe H entsprechende, ausströmt, daher auch die Coefficienten μ_1 grösser gefunden wurden als jene μ, und zwar insbesondere in jenen Fällen, wo die von uns für diese Versuche berechneten Abflussgeschwindigkeiten des Unterwassers bis zu 0,51 m betragen haben.

Mit den durchgeführten Berechnungen der in der Tab. V zusammengestellten 38 älteren Versuche wurde zugleich der Beweis erbracht, dass die von uns entwickelten neuen Formeln zur Berechnung der Abflussverhältnisse sowohl bei den grössten Grundschleusen (indem das Schwimmthor im Donaucanale wohl als die grösste bisher bestehende offene Grundschleuse ohne Zwischenpfeiler angesehen werden kann), als auch bei den kleineren Schützenöffnungen vollkommen anwendbar sind, und da in denselben der Einfluss aller Dimensionen der Schleusenöffnungen und der Zuflussgerinne, ferner die hydrostatischen und hydraulischen Drucke, welche das zufliessende Oberwasser auf die Ausflussöffnungen und auf die dieselben einschliessenden Wände ausübt, endlich auch die Abflussgeschwindigkeiten des Unterwassers in Rechnung gebracht worden sind, so liefern diese Formeln jedenfalls auch weit genauere und verlässlichere Resultate, als alle bisher gebräuchlichen älteren Formeln, deren Berechnungsresultate erst durch die Wahl entsprechender Ausflusscoefficienten richtiggestellt werden müssen.

Die aus den vorliegenden Versuchen für die neuen Formeln berechneten und in der Tab. V zusammengestellten Ausflusscoefficienten μ und μ_1 würden für die Praxis nur wenig nützen, weil es sich selten ereignen dürfte, dass an den der Berechnung zu unterziehenden Schleusen- und Schützenöffnungen dieselben Dimensionen und Wasserstände, dann auch gleich grosse Zufluss- und Abflussgeschwindigkeiten vorkommen werden, wie jene waren, an welchen die Versuche gemacht wurden, daher die aus den letzteren abgeleiteten Coefficienten μ für die ersteren nicht ganz passen können, und es sonach dringend nothwendig erscheint, allgemeine Gleichungen aufzustellen, aus welchen für verschieden dimensionirte Schleusen- und Schützenöffnungen und für die bei denselben vorkommenden Wasserstandsverhältnisse die entsprechenden Coefficienten μ und μ_1 berechnet werden könnten.

Solche allgemeine und verlässliche Gleichungen können jedoch nur aus Versuchen abgeleitet werden, welche in nachstehender rationeller Art durchzuführen wären.

Es müssen fünf Serien von mindestens zehn Versuchen durchgeführt werden, bei welchen jedesmal nur eine der Schleusen- oder der Schützenöffnungsdimensionen B, b, k, und a, oder die Druckhöhe H veränderlich ist, während alle anderen Dimensionen und Ausflussverhältnisse ganz unverändert bleiben, wo dann aus den Versuchsergebnissen jeder einzelnen Serie der Einfluss der betreffenden variablen Dimension auf die Grösse des Ausflusscoefficienten μ oder μ_1 sich genau ergeben würde, worauf eine allgemeine verlässliche Gleichung zur Berechnung dieser Coefficienten construirt werden könnte. Da die vorliegenden Versuche über die Wasserausströmungen aus Schleusen- und Schützenöffnungen leider nicht nach der obigen rationellen Art durchgeführt wurden, so sind wir auch nicht in der Lage, aus denselben allgemeine genaue Gleichungen zur Berechnung der Coefficienten μ und μ_1 zu entwickeln.

Nachdem Herr Bornemann die dringende Nothwendigkeit solcher Gleichungen für praktische Ingenieure erkannte, hat er in seiner citirten Abhandlung: „Ueber den Ausfluss bei Schützen- und schützenartigen Mündungen" im Civil-Ingenieur 1880 versucht, aus dem ihm vorgelegenen unvollständigen Versuche wenigstens approximative Gleichungen zur Berechnung der Coefficienten μ zu entwickeln und fand schliesslich nach vielfältigen sinnreichen Formulirungen dieser Gleichungen, dass aus den bezüglichen Versuchen von Lesbros, Boileau, Weisbach und auch aus seinen eigenen keine einheitliche Gleichung, sondern für jede dieser Versuchsserien eine besondere approximative Gleichung für μ ermittelt werden kann, aus welchen jedoch die berechneten μ gegen die aus den betreffenden Versuchen unmittelbar abgeleiteten μ theilweise bis zu $\pm 7\%$ differiren.

Vorläufig bleibt uns nichts übrig, als die von Bornemann entwickelten approximativen Gleichungen zu benützen, welche wir jedoch in nachstehender Art ein wenig modificirt haben.

Nachdem die aus den vorliegenden Versuchen für unsere neuen Formeln abgeleiteten Coefficienten μ aus den früher angeführten Gründen durchgehends etwas kleiner sind, als die von den Experimentatoren für ihre alten Formeln angegebenen μ, so haben wir in den Gleichungen von Bornemann die erste Constante α entsprechend kleiner angesetzt.

Ferner von der Ansicht ausgehend, dass die Ausströmungen aus Schleusen- und Schützenöffnungen in gleicher Art erfolgen, wie bei den vollkommenen und unvollkommenen Ueberfällen, wenn bei denselben der obere Theil der Ausflussöffnung durch Schützen abgesperrt würde, mithin es sehr wahrscheinlich ist, dass auch bei den Schleusen- und Schützenöffnungen mit der Zunahme der Oeffnungsbreiten b auch die Ausflusscoefficienten μ wie bei den Ueberfällen wachsen, haben wir den Gleichungen von Bornemann noch das Glied $\delta . b$ angehängt, wobei δ jene Werthe erhält, welche wir für die verschiedenen Verhältnisse der Ueberfälle ermittelt haben. In Folge dieser Ergänzung werden die Bornemann'schen Gleichungen auch für breitere Schleusen- und Schützenöffnungen, als solche bei den vorliegenden Versuchen vorgekommen sind, anwendbar werden.

Die nach den obigen Bemerkungen modificirten und ergänzten Bornemann'schen Gleichungen zur Berechnung der Ausflusscoefficienten μ sind nachstehend zusammengestellt.

Aus den 20 Versuchen von Lesbros für den freien Ausfluss aus den in breiteren Zuflusscanälen eingebauten Schützenöffnungen, bei welchen am ganzen Umfange der Ausflussöffnung Contractionen stattfinden, wurde die nachstehende Formel 49 entwickelt:

$$49)\ \mu = 0{,}5708 + 0{,}01355 \sqrt{\left(\frac{a}{H + \frac{a}{2}}\right)} + 0{,}02109 \sqrt{\frac{1}{a}} + 0{,}00431\, b.$$

Die nach dieser Formel für die acht Versuche, Post.-Nr. 4—11, berechneten Coefficienten μ differiren von den aus den Versuchen unmittelbar abgeleiteten μ nur um $\pm 0{,}1$ bis $\pm 3{,}1\,\%$, welche Differenzen in der letzteren verticalen Colonne der Tab. IV eingetragen sind.

Aus den zwölf Versuchen von Boileau über den freien Ausfluss aus den in der ganzen Breite der Gerinne eingebauten Schützen ohne erhöhte Schwellen, also ohne Seiten- und ohne Bodencontractionen wurde die nachstehende Formel 16 berechnet:

$$50)\quad \mu = 0{,}5751 - 0{,}01898 \sqrt{\left(\frac{a}{H - \frac{a}{2}}\right)} + \frac{0{,}00144}{a} + 0{,}00048\, b.$$

Die nach dieser Formel für die acht Versuche, Post-Nr. 12—19, berechneten Coefficienten μ differiren von den unmittelbar aus den Versuchen abgeleiteten μ nur um ca. $\pm 0{,}4$ bis $\pm 2{,}6\,\%$.

Aus den 16 Versuchen von Weisbach über den freien Ausfluss aus den in der ganzen Breite der Gerinne eingebauten Schützen ohne erhöhte Schwellen, also ohne Seiten- und ohne Bodencontractionen, wobei auch noch die untere Schützenkante abgerundet war, wurde die nachstehende Formel 17 berechnet:

$$51)\quad \mu = 0{,}8452 - 0{,}21936 \sqrt{\left(\frac{a}{H - \frac{a}{2}}\right)} + \frac{0{,}00219}{a} + 0{,}00048\, b.$$

Die nach dieser Formel für die sechs Versuche, Post-Nr. 23—28, berechneten Coefficienten μ differiren gegen die aus diesen Versuchen unmittelbar abgeleiteten μ nur um $-1{,}0$ bis $+1{,}7\,\%$.

Boileau hat ferner drei Versuche und Weisbach 14 Versuche über den Ausfluss des Wassers aus Schützenöffnungen ohne erhöhte Schwellen in ein abfliessendes Unterwasser durchgeführt, wobei an den Seitenwänden und am Boden keine Contractionen stattfanden.

Die Zahl dieser Versuche ist jedoch zu gering, und jene von Weisbach betreffen überdies sehr verschiedene Ausflusserscheinungen, theils mit freiem und theils mit bedecktem Strahle, daher auf Grund dieser

Versuche allgemein giltige Gleichungen zur Berechnung der Ausflusscoefficienten nicht abgeleitet werden können.

Herr Bornemann hat in den Jahren 1866, 1867 und 1872 63 Versuche über die Wasserabflussverhältnisse aus Schützenöffnungen vorgenommen, und zwar in langen horizontalen hölzernen Gerinnen von 1,135 m, 0,544 m und 0,802 m Breite, an deren beiderseitigen Gerinneborden verticale Säulchen von 0,064 m, 0,012 m und 0,014 m Dicke angeschraubt waren, wobei an den letzteren die Schützenbretter von oben herab geschoben und hiernach verschiedene Höhen des zufliessenden Wassers oberhalb und unterhalb der Schützen erzielt werden konnten.

Um den Ausfluss unter Wasser herzustellen, wurden in einer Entfernung von ca. 3,5 m unterhalb der Schütze, Ueberfälle von verschiedener Höhe eingesetzt, sodann die Ausflussmengen mittelst des Aichverfahrens gemessen.

Bornemann hat alle Dimensionen der Gerinne- und Oeffnungsweiten, ferner die beobachteten Wasserstände oberhalb und unterhalb der Schütze, endlich die bei diesen Versuchen abgeflossenen und gemessenen Wasserquantitäten in seiner Tab. I übersichtlich zusammengestellt, und sodann mit Benützung der Formel:

$$Q = \mu_1\, a\, b \sqrt{2\, g \left(H_1 - H_2 + \frac{c^2}{2\, g}\right)}$$

für jeden Versuch den Ausflusscoefficienten μ_1 berechnet.

Nach unserer Ansicht ist diese Formel nicht ganz richtig, weil in derselben der Stoss des zufliessenden Oberwassers auf die Schützenfläche und auf die beiderseitigen Säulchen, welcher zum Theile in die Ausflussöffnung abgelenkt wird und die Ausflussgeschwindigkeit steigert, ferner auch die Nachsaugung des abfliessenden Unterwassers nicht berücksichtigt worden sind.

Um die, mittelst der obigen Formel aus den besprochenen Versuchen unmittelbar abgeleiteten Coefficienten μ aus einer allgemeinen Gleichung berechnen zu können, hat Bornemann 13 verschieden combinirte alternative Formeln aufgestellt, von welchen jedoch keine die Coefficienten μ_1 mit der gewünschten Genauigkeit ergeben hat.

Nach der Angabe Bornemann's würden die, auf Grund der Formel 5 und 9 berechneten μ_1 den aus den Versuchen abgeleiteten μ_1 noch am nächsten kommen, daher wir die einfachere dieser Formeln nämlich jene 5 gewählt und dieselbe nach unserer früheren Andeutung etwas modificirt und ergänzt haben, daher diese Formel nunmehr nachstehend lautet:

$$52) \quad \ldots \quad \mu_1 = 0{,}4988 + 0{,}14965 \frac{\sqrt{a}}{H_2 - \frac{a}{2}} + 0{,}00305\, b$$

Berechnet man für die, in unserer Tab. IV aufgenommenen sieben Versuche Post Nr. 35—41 die Coefficienten μ_1 nach der obigen Gleichung, so findet man, dass dieselben um — 0,7 bis + 7,3 % von jenen differiren, welche nach unseren neuen Formeln aus den Versuchen unmittelbar abgeleitet wurden, ferner, dass bei diesen sieben Versuchen die Gesammtdifferenzen $\left.\begin{matrix} +\ 0{,}125 \\ -\ 0{,}123 \end{matrix}\right\} = 0{,}248$ betragen.

Da die von Bornemann selbst nach seinen unveränderten Formeln 5 und 9 berechneten μ_1 gegen die von ihm aus den Versuchen abgeleiteten μ_1 bei den vorerwähnten sieben Versuchen Gesammtdifferenzen von $\left.\begin{matrix} +\ 0{,}203 \\ -\ 0{,}125 \end{matrix}\right\} = 0{,}328$, bezw. von $\left.\begin{matrix} +\ 0{,}161 \\ -\ 0{,}150 \end{matrix}\right\} = 0{,}311$ ergeben, so ist hieraus ersichtlich, dass unsere obige modificirte Gleichung etwas genauere Resultate liefert.

Hiermit schliesse ich meine vorstehende Abhandlung mit der Bitte an die hochgeehrten Herren Hydrauliker, deren Ansichten und aufgestellte hydraulische Formeln ich zu berichtigen mir die Freiheit nahm, meiner Versicherung Glauben schenken zu wollen, dass ich diese Berichtigungen nicht etwa aus Eigendünkel oder Rechthaberei, sondern einzig und allein in dem Bestreben unternahm, die Wissenschaft der Hydrodynamik, welche nach dem Ausspruche der Fachmänner noch auf schwankenden Grundlagen aufgebaut ist, nach meinen schwachen Kräften zu fördern.

Sollten vielleicht einige meiner neueren Entwicklungen und Formeln bei der Prüfung durch ausgezeichnete Hydrauliker beanstandet und berichtigt werden, so werde ich für meine mehrjährigen mühevollen Arbeiten mich wenigstens mit dem Gedanken zu entschädigen suchen, dass diese Arbeiten und das von mir zusammengestellte reichhaltige Materiale, talentvollen jüngeren Fachgenossen die Gelegenheit bieten werden, diesen Zweig der Hydrodynamik nochmals zu studiren und denselben auch noch gründlicher auszubilden.

Schliesslich kann ich nicht umhin, noch den lebhaften Wunsch auszusprechen, dass auch die hohen Regierungen und maassgebenden Corporationen die Wichtigkeit und Nothwendigkeit der weiteren Richtigstellung und Ergänzung der hydraulischen Formeln anerkennen, und die genaue Durchführung der, in dieser Abhandlung angeregten Versuche über die Abflussverhältnisse bei den in Flüssen erbauten Wehren und Schleusen, dann bei den Wasserausleitungen in Canäle, zu dem Ende veranlassen, damit die Lücken, welche in diesem, das öffentliche Interesse so nahe berührenden Zweige der Hydrotechnik noch bestehen, nach Thunlichkeit ausgefüllt werden.

[illegible] nach [illegible] (73). [illegible] [illegible] [illegible]. [illegible] [illegible] [illegible], [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] nicht differiren. [illegible] nach [illegible] nach aus den [illegible] [illegible] [illegible], dass bei [illegible] [illegible] die [illegible] [illegible] [illegible] ermitteln.

In [illegible] [illegible] [illegible] noch schon [illegible] [illegible] und [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] den [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], bzw. von [illegible] [illegible], so ist [illegible] [illegible], dass [illegible] eine [illegible] [illegible] [illegible] der [illegible] liefert.

[illegible] [illegible] [illegible] ich meine [illegible] Abhandlung mit der Bitte [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], [illegible] Ansichten und [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] zu [illegible] [illegible] die [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] zu wollen, dass ich diese Betrachtungen nicht [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], sondern einzig und allein [illegible] [illegible] [illegible], die [illegible] der [illegible], welche nach dem [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] Grundlagen [illegible] ist, nach einem [illegible] [illegible] zu formen.

Sollten vielleicht einige [illegible] [illegible] Bemerkungen und Formeln [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] und [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] Arbeiten noch [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] dass diese Arbeiten [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] werden, diesen Zweig der [illegible] [illegible] [illegible] und [illegible] auch noch [illegible] [illegible].

Schliesslich kann ich nicht umhin, noch den lebhaften Wunsch auszusprechen, dass auch die [illegible] [illegible] und [illegible] [illegible] [illegible] der [illegible] [illegible] und [illegible] [illegible] der [illegible] [illegible] und [illegible] der [illegible] [illegible] [illegible], und [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] über die [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] und [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], [illegible] [illegible] [illegible] [illegible], so [illegible] [illegible] [illegible] der [illegible] noch [illegible], [illegible] [illegible] [illegible] [illegible].

ANHANG.

Nachdem das vorliegende Werk zur Drucklegung bereits übergeben war, erhielten wir die neueste in Mailand im Jahre 1886 erschienene hydraulische Abhandlung:

Canal Villoresi, Modell für die Vertheilung des Wassers, freie Ueberfälle in Trapezform mit constanten Contractionscoefficienten, Versuche und Formeln für grosse Ueberfälle mit geneigter oder horizontaler Schwelle. Vom Ingenieur Cesare Cipolletti, Director der Arbeiten am vorerwähnten Canale.

Aus dem Vorworte ist ersichtlich, dass die italienische Wasserleitungsgesellschaft, welcher die Concession zur Erbauung des Bewässerungscanales Villoresi ertheilt wurde, von der Regierung zugleich verpflichtet worden ist, verschiedene hydraulische Probleme zu lösen, darunter auch jenes, um das zu den Bewässerungen abzuleitende Wasserquantum in bester Art abzumessen, mit welcher Aufgabe der Director der Arbeiten Herr Cipolletti betraut wurde.

Da diese hydraulische Abhandlung volle Beachtung verdient, so glauben wir unseren geehrten Lesern wenigstens im Anhange einen gedrängten Auszug aus diesem Werke mittheilen zu sollen, und zwar auch aus dem Grunde, weil wir die Nachweisung liefern werden, dass das Bestreben des genannten Autors, die Unrichtigkeiten der bisherigen hydraulischen Formeln durch kleine Modificationen an denselben, dann durch sonstige Kunstgriffe nach Thunlichkeit zu vermindern, keinen günstigen Erfolg hatte.

Herr Cipolletti hat zunächst die verschiedenen Umstände und Verhältnisse der Wehrdimensionen, dann der Wasserstandshöhen, welche auf die abströmenden Wassermengen einen Einfluss ausüben, in VIII Capiteln ausführlich erörtert, und wir müssen anerkennend hervorheben, dass der Autor diese Nachweisungen und Erörterungen mit Sachkenntniss und Gründlichkeit behandelt hat, daher wir sodann überrascht waren, dass er die nachgewiesenen Einflussnahmen nicht in neu entwickelte Formeln eingeführt, sondern sich mit einigen Modificationen der alten unrichtigen Formeln befasst hat, wie nachstehend ersichtlich wird.

Zur Berechnung des über einen vollkommenen Ueberfall abströmenden secundlichen Wasserquantums, wenn das Oberwasser stillestehend ist, hat Cipolletti die allgemein bekannte Grundformel angegeben

$$Q = m \, . \, L \, H \, . \, {}^2/_3 \sqrt{2 \, g \, H} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1$$

in welcher die nachstehende Buchstabenbezeichnung eingeführt ist:

Q Die abströmende secundliche Wassermenge in Kubikmetern,
L die horizontale lichte Breite, respective Länge des Ueberfalles,
H die Höhe des Oberwasserspiegels über der Ueberfallschwelle,
g die Beschleunigung durch die Schwerkraft, welche für Mailand und für Oberitalien $g = 9{,}806$ m beträgt, endlich
m den durch die Versuche zu bestimmenden Contractions- richtiger Ausflusscoefficienten.

In dem Bestreben, die obige ohnehin sehr einfache Formel noch mehr zu vereinfachen, hat Cipolletti nach dem Vorgange Francis, die numerischen Werthe zusammengefasst und $m \, {}^2/_3 \sqrt{2 \, g} = K$ gesetzt, wo er dann die einfache Formel erhielt,

$$Q = K \, . \, L \, H \, .^{\frac{3}{2}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2$$

Die obige Vereinfachung finden wir jedoch nicht als zweckmässig, weil in dem neuen Coefficienten K die zwei variablen Grössen m und g enthalten sind, dann weil hiedurch die Grösse des in der Hydraulik so höchst wichtigen Ausflusscoefficienten m für die verschiedenen Ueberfallsverhältnisse, ganz aus der Uebersicht kommt.

Für jene Ueberfälle, welche über die ganze Breite des Zuflusscanales reichen, und wo das Oberwasser im letzteren schon mit einer Geschwindigkeit v zum Ueberfalle gelangt, hat Cipolletti die von Weisbach aufgestellte Formel 4 angenommen:

$$Q^1 = K L \left\{ (H + h)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3$$

in welcher $h = \left(\frac{v}{2 \, g} \right)$ die Geschwindigkeitshöhe bezeichnet.

Dass diese Formel unrichtig ist, haben wir bereits in unserer Abhandlung §. 2 sehr ausführlich nachgewiesen.

In der Absicht auch die obige Formel noch zu vereinfachen, hat Cipolletti eine fictive Wasserstandshöhe

$$H^1 = \left\{ (H + h)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right\}^{\frac{2}{3}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4$$

angenommen und hierauf

$$Q^1 = K L \, H^{1 \frac{3}{2}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5$$

gesetzt.

Da die obige Formel angibt, dass das Oberwasser in einer Höhe H^1 über die Ueberfallschwelle abströmt, was jedoch nicht der Fall ist, da das Wasser nur in der gemessenen Höhe H abfliesst, so wird diese Formel 5 noch unrichtigere Resultate ergeben als die frühere 3.

Weil Herr Cipolletti glaubte, dass die Ermittlung des Einflusses der Zuflussgeschwindigkeit auf das ausströmende Wasserquantum in der Praxis sehr schwierig wäre, so hat er zur Beseitigung dieser Schwierigkeit, eine andere Formel zur Berechnung der über solche Ueberfälle abfliessenden secundlichen Wasserquantitäten, in nachstehender Art entwickelt.

Wenn die Differenz der abströmenden secundlichen Wassermengen bei einem und demselben Ueberfalle, einmal bei in Ruhe befindlichem, und dann bei zufliessendem Oberwasser mit r bezeichnet wird, so ist:

$$r = \frac{Q^1 - Q}{Q} = \frac{(H+h)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} - H^{\frac{3}{2}}}{H^{\frac{3}{2}}} \quad . \; . \; . \; . \quad (6$$

Nach erfolgter Entwicklung dieser Gleichung und bei der Annahme, dass h gewöhnlich sehr klein ist, daher $h^{\frac{1}{2}} = 0$ gesetzt werden kann, erhält der Autor:

$$r H^{\frac{3}{2}} = h\left({}^3/_2\, H^{\frac{1}{2}} - h^{\frac{1}{2}}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7$$

ferner

$$h = {}^2/_3\, r H \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8$$

mithin

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{{}^2/_3\, r} \,.\, \sqrt{2gH} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (9$$

Die Querschnittsfläche w des Zuflusscanales ist:

$$w = \frac{Q}{v} = \sqrt{{}^2/_3} \,.\, m \frac{LH}{\sqrt{r}} = 0{,}81\, m \frac{LH}{\sqrt{r}},$$

und wenn dem m sein gewöhnlicher Werth $m = 0{,}62$ gegeben wird, findet man:

$$w = 0{,}5 \frac{LH}{\sqrt{r}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (10$$

also

$$r = 0{,}25 \left(\frac{LH}{w}\right)^2.$$

Den obigen Werth für r in die Gleichung 6 gesetzt, erhielt der Autor die neue Formel:

$$Q^1 = Q\left\{1 + 0{,}25\left(\frac{LH}{w}\right)^2\right\} = K L H^{\frac{3}{2}} \left\{1 + 0{,}25\left(\frac{LH}{w}\right)^2\right\} . \quad (11$$

Weil bei der vorstehenden Entwicklung in der Gleichung 6 der Werth von Q^1 aus der unrichtigen Formel 3 entnommen, und zugleich vorausgesetzt wurde, dass der Coefficient K für Q und für Q^1 gleich gross wäre, was jedoch wie bekannt nicht der Fall ist, endlich weil für m der angeblich gewöhnliche constante Werth $m = 0{,}62$ in Rechnung gestellt wurde, so kann die obige Formel 11 nicht als richtig angesehen werden.

Der Autor bemerkt selbst, dass die Formeln 8, 10 und 11 nur dann zu verwenden sind, wenn h nicht nur in sich selbst, sondern auch gegen H sehr klein ist, ferner dass es sehr wünschenswerth wäre, sich durch Versuche zu überzeugen, in wie ferne die obigen Formeln richtig sind.

Für Ueberfälle, welche nicht über die ganze Breite des Zuflusscanals reichen, bei welchen sonach auch zwei Seitencontractionen vorkommen, hat Cipoletti die von Francis aufgestellte Formel:

$$Q = 0{,}623\,(L - 0{,}20\,H)\,{}^2/_3\,\sqrt{2g}\,.\,H^{1\frac{3}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13$$

in welcher

$$H^1 = \left\{ (H + h)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right\}^{\frac{2}{3}}$$

ist, als vollkommen richtig angenommen, obwohl schon die Hydrauliker Bornemann im Jahre 1856, dann Rühlmann im Jahre 1880, und nun auch wir in der vorliegenden Abhandlung §. 2 die Unrichtigkeit dieser Formel nachgewiesen haben. Aus den im §. 9 mitgetheilten neuesten Versuchen der Ingenieure Fteley und Stearns ist ferner ersichtlich, dass durch die Wirkung zweier Endcontractionen das abströmende Wasserquantum um soviel vermindert wurde, als wenn die Länge des Ueberfalles L um 0,067 H bis 0,102 H verkürzt würde, daher auch die von Francis angegebene Verkürzung von 0,20 H nicht ganz verlässlich erscheint.

In der Absicht, den Einfluss der Seitencontractionen automatisch auszuschliessen, und für seine Formeln zur Berechnung der Abflussmengen bei den vollkommenen Ueberfällen einen constanten Contractionscoefficienten für alle Wasserstandshöhen auf den Ueberfallsschwellen zu erhalten, hat Cipolletti das nachstehende Verfahren eingeschlagen.

Nach der obigen Formel von Francis würde die über einen, in der nachstehenden Figur dargestellten Ueberfall $A\,B\,C\,D$ abströmende secundliche Wassermenge, in Folge der Contraction an der einen Seitenwand $B\,D$, angeblich um ein Quantum:

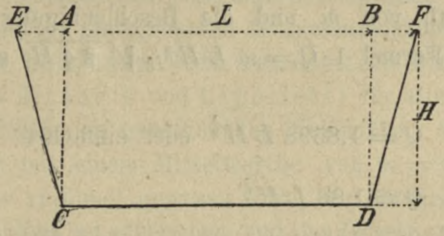
$$q = m\,.\,0{,}10\,H\,.\,{}^2/_3\,\sqrt{2\,g\,.}\;H^{1\frac{3}{2}}$$

vermindert.

Nun hat Cipolletti durch Rechnung gefunden, dass wenn bei demselben Ueberfalle $ABCD$ und bei der gleichen Wasserstandshöhe $BD = H$, die eine Seitenwand DF in schiefer Lage mit einer Ausladung $BF = z$ hergestellt wird, alsdann durch die ein Dreieck BDF bildende Oeffnungserweiterung ein Wasserquantum von:

$$q_1 = m z \frac{4}{15} \sqrt{2 g}\, H^{\frac{3}{2}}$$

abströmen würde.



Wenn nun der erstere geringere Wasserabfluss q durch die letztere grössere Ausströmung q_1 ganz gedeckt werden soll, so wird $q = q_1$ gesetzt, und man findet hieraus $z = 0{,}25\ H$.

Herr Cipolletti folgert hieraus, dass wenn bei den, in breiteren Zuflusscanälen hergestellten schmäleren Ueberfällen $ABCD$ die beiden Seitenwände EC und DE mit einer Ausladung von $EA = BF = 0{,}25\ H$ angefertigt, also die Ausflussöffnungen in trapezförmigen Querprofile $EFCD$ hergestellt werden, alsdann die Wirkung der Seitencontractionen compensirt wird, wo dann der Coefficient K bei verschiedenen Wasserstandshöhen constant bleibt, und das über solche Ueberfälle abströmende secundliche Wasserquantum auch aus der einfachen Formel $Q = K L H^{\frac{3}{2}}$ berechnet werden kann, in welcher L die Breite CD in der Sohle des Ueberfalles zu messen, und dem Coefficienten K derselbe Werth zu geben ist, wie bei einem rechtwinkligen, mit dem Zuflusscanale gleich breiten Ueberfalle ohne Seitencontractionen.

Herr Cipolletti hat zugleich sechs Bedingungen angegeben, welche bezüglich der Dimensionen der Ueberfälle und des Verhältnisses derselben zueinander und insbesondere zu den Wasserstandshöhen eingehalten werden müssen, wenn die nach der obigen Formel berechnete Abströmungsquantität eine Genauigkeit bis auf $^1/_2$% ergeben soll.

Wegen Ermittlung des angeblich constanten Coefficienten K hat Cipolletti folgendes Verfahren eingeschlagen. Derselbe bemerkt zunächst, dass es Einflüsse gibt, welche entweder auf die Steigerung oder auf die Verminderung der ausströmenden Wasserquantitäten wirken, ferner dass die positiv wirkenden Ursachen die negativ wirkenden überwiegen, und die Wirkung der ersteren zusammengefasst, eine variable Ausflussmenge von Null bis zu 2 % herbeiführen können, und dies sei der Grund, dass die Coefficienten der anderen Autoren grösser sind, als jener von Francis, welcher $m = 0{,}623$ ist.

Wird das Mittel der Differenzen mit 1 % angenommen und der obige Coefficient um so viel vermehrt, so erhält man:

$$m = 0{,}623 + 0{,}0062 = 0{,}6292,$$

oder einfacher:

$$m = 0{,}63.$$

Diesen Werth von m und die Beschleunigung der Schwerkraft $g = 9{,}806$ in die Formel 1 $Q = m\,L\,H\,{}^2/_3 \sqrt{2\,g\,H}$ substituirt, erhielt der Autor:

$$Q = 1{,}8598\,L\,H^{\frac{3}{2}} \text{ oder einfacher}$$

$$Q = 1{,}86\,L\,H^{\frac{3}{2}}.$$

Diese Gleichung erklärte Cipolletti als die definitiv angenommene Formel, welche jener des Francis, Post 13, entspricht, mit dem Unterschiede, dass bei zwei Seitencontractionen anstatt der Verkürzung der Ueberfall-Länge L um $0{,}20\,H$, die Sohlenbreite der trapezförmigen Ausflussöffnung in Rechnung gebracht, und dass der Coefficient m um 1 % vergrössert wurde.

Auch bei der obigen Formel findet Cipolletti es für wünschenswerth, die Uebereinstimmung derselben mit den vielen Versuchen anderer Hydrauliker zu prüfen.

Ueber die vorstehenden Erörterungen und Entwicklungen des Herrn Cipolletti erlauben wir uns die nachstehende Aeusserung abzugeben.

1. Nachdem Cipolletti die Böschung der Seitenwände bei den von ihm beantragten trapezförmigen Ausflussöffnungen der Ueberfälle, aus der als unrichtig erwiesenen Formel 13 abgeleitet hat, so ist es selbstverständlich, dass auch das erhaltene Resultat $z = 0{,}25\,H$ nicht ganz richtig sein kann.

2. Die Annahme Cipolletti's, dass bei einer trapezförmigen Ausflussöffnung der Coefficient K in der Formel $Q = K\,L\,H^{\frac{3}{2}}$ constant bleibt, ist nicht begründet, weil die Grösse dieses Coefficienten nicht nur von der Wasserstandshöhe H allein, sondern auch von der Ueberfalllänge L, von dem Breitenverhältnisse des Ueberfalles zur Breite des Zuflusscanales, endlich auch von der Grösse der Zuflussgeschwindigkeit abhängig ist, daher dieser Coefficient K selbst für die proponirte trapezförmige Ausflussöffnung variabel verbleibt.

3. Da die von Cipolletti für die Verwendbarkeit seiner einfachen Formel $Q = K\,L\,H^{\frac{3}{2}}$ angegebenen sechs Bedingungen, bei den in der Praxis vorkommenden Ueberfällen nur sehr selten vorhanden sind, so

würde diese Formel, selbst wenn selbe richtig entwickelt wäre, für die Praxis nur einen geringen Werth haben.

4. Nachdem aus den von Cipolletti in seinen drei Tabellen vollständig veröffentlichten 88 Versuchen des Herrn Francis zu ersehen ist, dass die Coefficienten K bei allen diesen Versuchen zwischen $K = 1{,}812$ bis $K = 1{,}8559$ variiren, mithin die Ausflusscoefficienten m zwischen $m = 0{,}6136$ bis $m = 0{,}6285$ schwanken, diese Veränderlichkeit jedoch nicht etwa eine Folge nicht übereinstimmender Versuche, sondern eine, durch die verschiedenen Dimensionsverhältnisse der Versuchsüberfälle, dann der hierbei stattgehabten Wasserstandshöhen und der Zuflussgeschwindigkeiten bedingte Nothwendigkeit war, so ist es ganz unbegründet, dass Francis und Cipolletti für alle diese 88 Versuche, und für alle künftighin zu berechnenden Ueberfälle, den Coefficienten m als constant und mit einem Mittelwerthe von $m = 0{,}623$ angenommen haben, es vielmehr rationell gewesen wäre, die einwirkenden Verhältnisse dieser Veränderlichkeit zu erforschen und das Gesetz, nach welchem diese Coefficienten m zu- oder abnehmen, festzustellen, wie wir es in den §§. 10, 11 und 12 durchgeführt haben.

5. Da aus der auf unserer Taf. V, Fig. 36 enthaltenen graphischen Darstellung der vielen ermittelten Ausflusscoefficienten aus den sehr zahlreichen Versuchen der Ingenieure Francis, Fteley, Stearns und Lesbros zu ersehen ist, dass bei keiner Gattung von Ueberfällen constante Ausflusscoefficienten vorkommen, ferner aus der in diesem Diagramme eingezeichneten horizontalen Linien $d\,d$, welche den von Francis proponirten Coefficienten $m = 0{,}6228$ darstellt, zugleich ersichtlich ist, dass dieser Coefficient für kleinere Wasserstandshöhen unter $H = 0{,}08$ m zu klein, dagegen für alle grösseren Wasserstandshöhen um vieles zu gross ist, so müssen wir unsere Ansicht dahin aussprechen, dass Herr Cipolletti, indem er den von Francis proponirten constanten Coefficienten als richtige Basis angenommen, und denselben noch um 1 % vergrössert hat, jedenfalls einen Fehlgriff machte, weshalb wir auch die von ihm aufgestellte definitive Formel

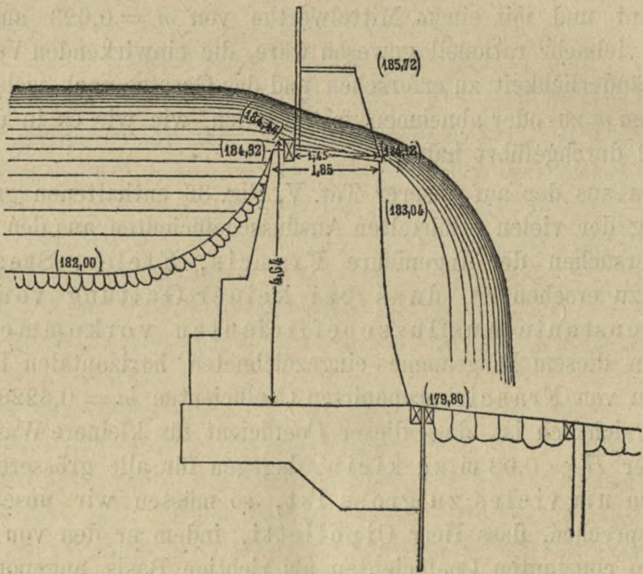
$$Q = 1{,}86\, L\, H^{\frac{3}{2}},$$

schon a priori als unrichtig bezeichnen können.

Der zweite wichtigere Theil in der besprochenen Abhandlung ist die Beschreibung der Versuche bezüglich der Abflussverhältnisse über ein grosses Schleusenwehr, dann über ein grosses Stau- und Ueberfallwehr im Ticinoflusse, welche Versuche von den Ingenieuren der Wasserleitungsgesellschaft im Auftrage der Regierung zu dem Zwecke vorgenommen wurden, um die richtigen Ausflusscoefficienten zur genauen Berechnung der über die beiden Wehre abströmenden Wasserquantitäten zu ermitteln, damit man hiernach die Wasservertheilungen zwischen den älteren Wasserbezugsberechtigten, und dem neu concessionirten Bewässerungscanale Villorese regeln kann.

Das Schleusenwehr hat 36 Schützen-, resp. Thoröffnungen von 2,025 m lichter Breite, also eine gesammte Lichtenweite von 72,90 m. Die einzelnen Thoröffnungen sind durch 0,08 m dicke Scheidewände getrennt. Die Krone der Schleuse, welche 2,44 m hoch über der Flussbettsohle liegt, hat 1,45 m Breite mit einer Neigung von 0,02 m und hat eine 0,12 m hohe vorragende Ueberfallschwelle. Diese Schleuse ist an den Abschlussdamm mit zwei Flügeln von 2,50 m und 2,95 m Radius angeschlossen.

Das Querprofil dieses Schleusenwehres ist in dem Werke als Fig. 6 abgebildet, von welcher nachstehend eine genaue Copie gemacht worden ist.



Scala 1 : 150.

Die Versuche auf diesem Wehre wurden am 3. und 4. Jänner, dann am 9. März 1885 in nachstehender Art durchgeführt.

Es wurden in einem senkrechten Querprofile des Ticino-Flussbettes in vielen verticalen Linien die Geschwindigkeiten des Wassers mittelst eines Woltman'schen Flügels genau gemessen und hiernach das ganze im Flussbette pro Secunde zufliessende, dann über das Schleusenwehr abströmende Wasserquantum Q berechnet, worauf Cipolletti aus diesen Quantitäten Q und den während dieser Messungen erhobenen Wasserstandshöhen H über der Ueberfallschwelle, die entsprechenden Ausflusscoefficienten m, welche er diesmal mit K bezeichnet hatte, ermittelt hat.

Bei dem ersten Versuche am 3. und 4. Jänner wurde $Q = 58{,}236\ m^3$ und $H = 0{,}538$ m erhoben, worauf Cipolletti aus der Formel:

$$Q = K L H \, {}^2/_3 \sqrt{2gH} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$

nach Einsetzung der obigen Werthe

$$58{,}236 = K \times 72{,}90 \times \overline{0{,}538}^{\frac{3}{2}} \times {}^2/_3 \sqrt{2 \times 9{,}806}$$

den Ausflusscoefficienten K gefunden hat $K = 0{,}685$.

Bei dem zweiten Versuche am 9. März wurde $Q = 124{,}414\ m^3$ und H 0,895 m gemessen und hierauf aus der obigen Formel $K = 0{,}683$ berechnet, sodann als den Mittelwerth $K = 0{,}684$ angenommen.

Am 27. Juni wurde ein Controlversuch in der Art ausgeführt, dass man bei einer Wasserstandshöhe $H = 0{,}835$ m in zwei Thoröffnungen unmittelbar auf der Ueberfallschwelle in fünf Verticalen mit dem Woltman'schen Flügel Geschwindigkeitsmessunggn vorgenommen, und nach dem Mittel aus diesen bedeutend differirenden Geschwindigkeiten, die durchgeströmten Wasserquantitäten berechnet hat.

Man fand hierbei in der einen Thoröffnung $q = 3{,}103\ m^3$ und in der zweiten $q_1 = 3{,}194\ m^3$, also im Mittel $q_2 = \frac{q + q_1}{2} = 3{,}148\ m^3$, daher das gesammte durch die 36 Thoröffnungen secundlich abgeflossene Wasserquantum $Q = 36 \times q_2 = 113{,}346$ angenommen wurde.

Aus den vorstehenden Vermessungsdaten hat Cipolletti abermals mit Benützung der früheren Formel 1 den Ausflusscoefficienten $K = 0{,}692$ berechnet.

Der vorbesagte Controlversuch konnte jedoch kein verlässliches Resultat liefern, weil wegen der Contraction und den Wirbelbewegungen des ausströmenden Wassers innerhalb der Thoröffnungen zwischen zwei Scheidewänden mit dem Woltman'schen Flügel genaue Geschwindigkeitsmessungen nicht gemacht werden können, was schon daraus zu ersehen ist, dass die in zwei gleich weiten Thoröffnungen gemessenen secundlichen Abflussquantitäten um 2,9 % voneinander differiren.

Anschliessend an das vorbesprochene Schleusenwehr wurde das Bett des Ticino-Flusses mittelst eines Stauwehres abgesperrt, welches 289,44 m lang und im Mittel 3,0 m über der Flusssohle erhöht ist. Das Querprofil dieses Wehres hat Cipolletti in Fig. 7 dargestellt, von welcher umstehend eine Copie abgebildet ist.

Bezüglich der Wasserabströmung über dieses Wehr wurden gleichfalls drei Versuche durchgeführt, um die hiefür entsprechenden Ausflusscoefficienten zu ermitteln.

Bei dem ersten Versuche war am 27. März 1885 die Wasserstandshöhe auf der Wehrkrone $H = 0{,}458$ m und am 28. März $H_1 = 0{,}218$, wobei Cipolletti bemerkt, dass am letzteren Tage die Wasserstandshöhe auf der Schleusenschwelle $H = 0{,}77$ m war, welcher Höhe ein Abflussquantum von $Q = 99{,}517$ m³ entspricht.

Mit Beziehung auf diese Erhebungsdaten und den Umstand, dass am 27. März ein Wasserverlust von 2,09 m³ und am 28. März ein solcher von 3,50 m³ beobachtet wurde, glaubte der Autor den Ausflusscoefficienten K in nachstehender Art bestimmen zu können. Es sei

$$Q - 2{,}09 = K \times 289{,}44\ {}^2/_3 \sqrt{2\,g}\,(0{,}458)^{\frac{3}{2}}$$

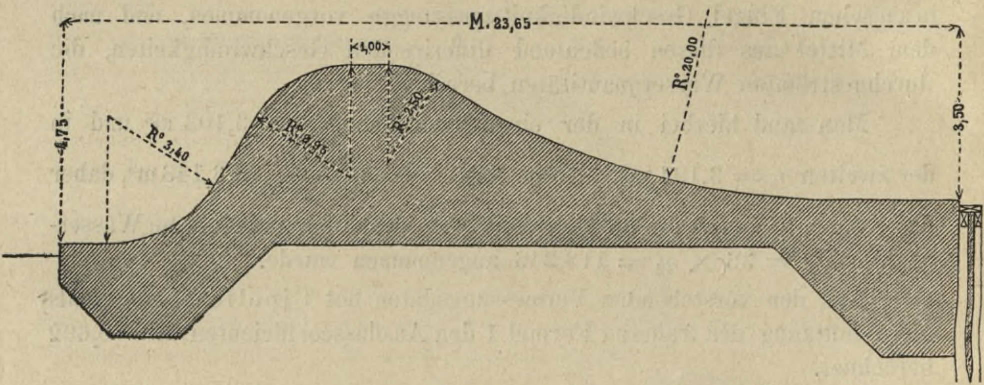
und

$$Q_1 - 3{,}50 = K \times 289{,}44\ {}^2/_3 \sqrt{2\,g}\,(0{,}218)^{\frac{3}{2}},$$

ferner

$$Q - Q_1 + 1{,}41 = K \times 289{,}44\ {}^2/_3 \sqrt{2\,g}\,(0{,}458^{\frac{3}{2}} - 0{,}218^{\frac{3}{2}})$$

und für $Q - Q_1 = 99{,}517$ m³ gesetzt, fand der Autor $K = 0{,}565$.



Scala 1 : 200.

Bei dem zweiten Versuche am 11. Juni 1885 wurde die über das Stauwehr abgeflossene Wassermenge $Q = 422{,}542$ m³ und die Wasserstandshöhe auf der Wehrkrone $H = 0{,}928$ m erhoben, aus welchen Daten der Autor aus der Formel 1 den Coefficienten $K = 0{,}553$ berechnet hat.

Bei dem dritten Versuche am 26. Juni wurden auf der Wehrkrone selbst, bei einer Wasserstandshöhe $H = 0{,}628$ m in elf Verticalen die Abströmungsgeschwindigkeiten mit dem Woltman'schen Flügel gemessen und nach der resultirenden mittleren Geschwindigkeit wurde das überströmende secundliche Wasserquantum $Q = 239{,}771$ m³ berechnet, worauf Cipolletti abermals nach der citirten Formel 1 den Ausflusscoefficienten $K = 0{,}563$ gefunden hat.

Der Autor meinte nun, dass aus diesen drei Versuchen für das Stauwehr ein mittlerer Ausflusscoefficient $K = \frac{0{,}565 + 0{,}553 + 0{,}563}{3} =$ $= 0{,}560$ resultirt.

Ueber die vorerwähnten sechs Versuche und die aus denselben abgeleiteten Ausflusscoefficienten K erlauben wir uns die nachstehende Aeusserung abzugeben.

Die bei den besprochenen Versuchen vorgenommenen Messungen und Berechnungen der abgeströmten Wasserquantitäten, sowohl im Flussbette, als auch auf den Kronen des Schleusen- und Stauwehres wurden von zwei Ingenieuren der Wasserleitungsgesellschaft unter der Controle zweier Regierungs-Ingenieure durchgeführt, daher diese Messungsresultate nur mit Ausnahme jener bei dem Controlversuche am 27. Juni als verlässlich angenommen werden können.

Die Art und Weise, nach welcher Herr Cipolletti aus den ihm vorgelegenen Vermessungsresultaten die Ausflusscoefficienten K für das Schleusen- und für das Stauwehr berechnet hat, ist jedoch leider ganz unrichtig, wie aus nachstehender Nachweisung ersichtlich wird.

Obwohl die beiden Wehre an der Wasserseite keine verticalen Wände hatten, sondern mit bogenförmigen, sanft ansteigenden Böschungen versehen sind, ferner das Oberwasser im Flussbette zum Schleusenwehre mit einer Geschwindigkeit $c = 0{,}241$ m bis $c = 0{,}4597$ m und zum Stauwehre mit der Geschwindigkeit $c = 0{,}23$ m bis $c = 0{,}37$ m zugeflossen ist, hat doch der Autor zur Berechnung der über diese Wehre abströmenden secundlichen Wassermengen die primitive Formel

$$Q = K L\, {}^2/_3 \sqrt{2g}\, H^{\frac{3}{2}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1$$

angewendet und für diese die Ausflusscoefficienten K gerechnet, obwohl diese Formel, wie wir im §. 1 unserer Abhandlung nachgewiesen haben, nur für den Ausfluss des Wassers aus der Seitenöffnung in der verticalen Wand an einem grossen Reservoir mit ganz stillstehendem Wasser Giltigkeit hat.

Bei der Benützung dieser, für die besprochenen im Flussbette erbauten Wehren ganz unpassenden Formel mussten natürlich auch die von Cipolletti berechneten Ausflusscoefficienten K ganz unrichtig ausfallen.

Herr Cipolletti hat ferner aus den bei dem Schleusen- und bei dem Ueberfallwehre für verschiedene Wasserstandshöhen gefundenen variirenden Ausflusscoefficienten die Mittelwerthe derselben, als die für solche Wehre zu benützenden Coefficienten angegeben, was gleichfalls ein Versehen war, da auch ihm selbst bekannt ist, dass diese Coefficienten mit der Zunahme der Wasserstandshöhen abnehmen, daher ein solcher Mittelwerth für kleine Wasserstandshöhen zu klein, dagegen für grössere Höhen zu gross ausfällt, mithin jedesmal unrichtig ist.

Mit Rücksicht auf die vorstehenden Bemänglungen müssen wir unsere Ansicht dahin aussprechen, dass zur Berechnung der abströmenden secundlichen Wassermengen bei den in Flüssen erbauten Schleusen- und

Ueberfallwehren weder die von Cipolletti benützte primitive Formel 1, noch die von ihm aus den besprochenen Versuchen abgeleiteten Ausflusscoefficienten K angewendet werden können.

Um die vorbesprochenen interessanten Wassermessungsversuche an den zwei grossen, eigenthümlich construirten Schleusen- und Stauwehren für unsere neuen Formeln zu verwerthen, haben wir diese Versuche auch nach diesen Formeln berechnet und die erhaltenen Resultate in unserer Tab. VI zusammengestellt.

Um diese Berechnungen durchzuführen, mussten vorerst noch einige Dimensionsverhältnisse theils aus den vorliegenden Querprofilen dieser Wehren und theils aus der Beschreibung derselben ergänzt werden.

Was zunächst das Schleusenwehr betrifft, so muss, da die 36 Thoröffnungen von 2,025 m lichter Weite durch 0,08 m dicke Scheidewände getrennt sind, die Berechnung der Abflussquantitäten nur für eine solche Thoröffnung allein durchgeführt werden, daher das im Flussbette erhobene gesammte Zuflussquantum durch 36 zu dividiren ist, um das auf eine Thoröffnung entfallende Quantum zu erhalten.

Wegen Berechnung der Zuflussgeschwindigkeit muss die Breite des Zuflusscanals ermittelt werden, und da diese Breite nicht angegeben ist, dann von der Wehranlage auch kein Situationsplan vorliegt, so wurde diese Breite mit Rücksicht auf die Dicke der Scheidewände, dann der Radien der beiden Flügelwände nachstehend berechnet:

$$B = 72{,}90 + 0{,}08 \times 36 + 2{,}95 + 2{,}50 = 81{,}15\,\text{m}.$$

Von dieser Gesammtbreite entfällt auf eine Thoröffnung eine Breite $B_1 = \frac{81{,}15}{36} = 2{,}254$ m. Weil die Art des Anschlusses der Flügelwände an die Flussufer oder an den Damm nicht angegeben ist, so wird der Einfachheit wegen der Anschlusswinkel $\varphi = 90^0$ angenommen. Bei der bogenförmigen sanft ansteigenden Abpflasterung der Flussbettsohle bis zur Wehrkrone kann der untere Böschungswinkel $\Psi = 20^0$ gesetzt werden.

Wenn die obigen Werthe in die von uns für die vollkommenen Ueberfälle entwickelten Grundformel 20 substituirt werden, so erhält man zur Berechnung des durch eine Thoröffnung abströmenden Wasserquantums die nachstehenden Formeln, in welchen k die Höhe der Wehrkrone über der Flussbettsohle bezeichnet.

$$c = \frac{Q}{B\,(k + H)},$$

$$s = \frac{c^2}{2\,g}\left[1 + \frac{B_1 - b}{2\,b}\right],$$

$$s_1 = s + H + \frac{2\,B_1\,k\,c^2\,\overline{\cos 10^0}^{\,2}}{g\,b\,H},$$

$$Q_1 = {}^2/_3\,\mu\,b\,\sqrt{2\,g}\left(\frac{H}{s_1 - s}\right)\left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right].$$

Die bei den drei Versuchen an dem Schleusenwehre erhobenen, dann die bei dem Versuche am 28. März angegebenen Q und H, sowie auch die bei demselben ermittelten Dimensionen wurden in die obigen Formeln substituirt und aus denselben auf die in unserer vorliegenden Abhandlung angegebene Art die Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ berechnet, welche in der Tab. VI, Colonne 9 und 10, eingetragen sind.

Diese Coefficienten sind durchgehends kleiner, als die von Cipolletti berechneten und bilden eine mit der Zunahme der Wasserstandshöhe H regelmässig abnehmende Reihe, welche überdies mit jenen Coefficienten nahe übereinstimmen, welche wir früher in der Tab. II, Post-Nr. 46 bis 50, für die von Francis an einem wehrartigen Ueberfalle berechnet haben, welcher Ueberfall bezüglich seiner Lichtenbreite, der Breite seiner Krone und der Neigung seiner flussaufwärtigen Böschung, mit dem besprochenen Schleusenwehre eine Aehnlichkeit hatte, daher man die vorstehend nach unseren neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten als vollkommen richtig annehmen kann.

Um für ähnlich construirte Schleusenwehre, jedoch von beliebigen Lichtenweiten und Wasserstandshöhen, die denselben entsprechenden Ausflusscoefficienten sofort berechnen zu können, haben wir mit Benützung der vorstehend erhaltenen Coefficienten die nachfolgende Gleichung entwickelt:

$$53)\quad .\quad ^2/_3\,\mu = 0{,}3597 + 0{,}02357\left(\frac{b}{B}\right) + \frac{0{,}02715}{H} + 0{,}00174\,b,$$

welche, nur mit Ausnahme bei dem unverlässlichen Controlversuche am 27. Juni 1885, nahe übereinstimmende Resultate liefert.

Für das hier besprochene Schleusenwehr erhält die vorstehende Formel, wenn in derelben für $\frac{b}{B_1} = 0{,}8984$ und für $b = 2{,}025$ gesetzt wird, die folgende einfache Gestalt:

$$54)\quad .\ .\ .\ .\ .\ .\ .\quad ^2/_3\,\mu = 0{,}3844 + \frac{0{,}02715}{H}.$$

Nach der vorstehenden Formel können nun die Ingenieure der Wasserleitungs-Gesellschaft und der hohen Regierung bei jeder vorkommenden beliebigen Wasserstandshöhe H über der Ueberfallschwelle, den der letzteren entsprechenden Ausflusscoefficienten bestimmen und dann nach unseren früher angegebenen Formeln das über das Schleusenwehr abströmende secundliche Wasserquantum mit Genauigkeit berechnen.

Wir haben auch die auf dem Ueberfallwehre am 11. und am 26. Juni 1885 durchgeführten Versuche nach unseren früher angegebenen neuen Formeln berechnet, in welchen $B = b = 289{,}44$ m, und weil das Wehr beiderseits senkrecht an die Flussufer anschliesst, der Winkel $\varphi = 90^0$ zu setzen ist, ferner der Winkel der wasserseitigen Anschlussmauer $\Psi = 56^0$ angenommen werden kann.

Nach der Mittheilung Cipolletti's war bei dem Versuche am 11. Juni die Zuflussgeschwindigkeit im Flussbette $c = 0{,}37$ m, das zugeflossene secundliche Wasserquantum $Q = 422{,}542\,m^3$ und die Wasserstandshöhe vor der Senkung des Oberwassers über der Wehrkrone $H = 0{,}928$ m, ferner war während des Versuches am 26. Juni $c = 0{,}23$ m, $Q = 239{,}771\,m^3$ und $H = 0{,}628$ m.

Mit Benützung der obigen Vermessungsdaten haben wir nach unseren früheren Formeln die Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$ und μ berechnet und in die Tab. VI eingetragen.

Aus der Vergleichung dieser Coefficienten mit jenen von Cipolletti für die Formel 1 berechneten ist ersichtlich, dass die letzteren abermals grösser sind, wenn auch nicht in dem Verhältnisse wie bei dem Schleusenwehre, und zwar aus dem Grunde, weil bei dem Ueberfallwehre die Zuflussgeschwindigkeiten kleiner und auch keine Wehrflügeln vorhanden waren, dann auch keine Seitencontractionen stattgefunden haben.

Den am 27. und 28. März durchgeführten Versuch, wo bei der Abströmung des Oberwassers von der Höhe $H = 0{,}458$ m auf $H = 0{,}218$ m angeblich ein constantes Wasserquantum $Q = 99{,}517\,m^2$ abgeflossen ist, konnten wir nach unseren Formeln nicht berechnen, weil wir die Art der Durchführung dieses Versuches aus der in der Abhandlung enthaltenen Beschreibung desselben nicht entnehmen konnten.

Eine Gleichung zur Berechnung der Ausflusscoefficienten für das besprochene Ueberfallwehr konnten wir nicht entwickeln, weil nur zwei verlässliche Versuche zu Gebote stehen.

Aus dem vorstehenden Auszuge aus der neuesten hydraulischen Abhandlung ist ersichtlich, dass auch in Italien die Hydrauliker sich noch der alten unrichtigen Formeln bedienen und diese nur durch allerlei Kunstgriffe zu verbessern suchen, ferner dass wegen der Unrichtigkeit dieser Formeln selbst grossartige und kostspielige Versuche über die Wasserabströmungen an den Schleusen- und Ueberfallwehren bisher weder für die Praxis noch für die Wissenschaft verwerthet werden konnten, endlich dass die von uns entwickelten neuen Formeln selbst für die vorstehend besprochenen, laut den vorliegenden Querprofilen ganz eigenthümlich construirten Schleusen- und Ueberfallwehre genaue und verlässliche Berechnungsresultate ergeben.

Der Verfasser.

Druck von R. Spies & Co. in Wien.

Berichtigungen.

Seite 6, die 10. Zeile von oben, soll anstatt §. 9 stehen §. 10.

Seite 60, in der 9. Zeile von oben, soll stehen $E_1 m = \left(a + \frac{n v^2}{2 g} - T\right)$.

Seite 117, 7. Zeile von oben, soll anstatt Tab. I stehen Tab. II.

Seite 135, 9. Zeile von oben, soll in der Formel für μ_1 anstatt $\sqrt{2 g \left(\frac{s_1 - s_2}{2}\right)}$, stehen $\sqrt{2 g \left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)}$.

Seite 147, 10. Zeile von oben, soll anstatt Tab. IV stehen Tab. V.

Tabelle I.

Abdruck der Tab. I aus der Hydromechanik von Rühlmann im §. 157, zur Berechnung der Stauweiten und Rückstauhöhen, welche durch die in Flussbetten erbauten Wehre oder Schleusen erzeugt werden.

1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
$\frac{Z}{e}$	$f\left(\frac{Z}{e}\right)$	$\frac{Z}{e}$	$f\left(\frac{Z}{e}\right)$	$\frac{Z}{e}$	$f\left(\frac{Z}{e}\right)$	$\frac{Z}{e}$	$f\left(\frac{Z}{e}\right)$	$\frac{Z}{e}$	$f\left(\frac{Z}{e}\right)$
$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$
0,010	0,0067	0,235	1,2148	0,460	1,6032	0,685	1,9077	0,910	2,1800
0,015	0,1452	0,240	1,2254	0,465	1,6106	0,690	1,9140	0,915	2,1858
0,020	0,2444	0,245	1,2358	0,470	1,6179	0,695	1,9203	0,920	2,1916
0,025	0,3222	0,250	1,2461	0,475	1,6252	0,700	1,9266	0,925	2,1974
0,030	0,3863	0,255	1,2563	0,480	1,6324	0,705	1,9329	0,930	2,2032
0,035	0,4411	0,260	1,2664	0,485	1,6396	0,710	1,9392	0,935	2,2090
0,040	0,4889	0,265	1,2763	0,490	1,6468	0,715	1,9455	0,940	2,2148
0,045	0,5316	0,270	1,2861	0,495	1,6540	0,720	1,9517	0,945	2,2206
0,050	0,5701	0,275	1,2958	0,500	1,6611	0,725	1,9579	0,950	2,2261
0,055	0,6053	0,280	1,3054	0,505	1,6682	0,730	1,9641	0,955	2,2322
0,060	0,6376	0,285	1,3149	0,510	1,6753	0,735	1,9703	0,960	2,2380
0,065	0,6677	0,290	1,3243	0,515	1,6823	0,740	1,9765	0,965	2,2438
0,070	0,6958	0,295	1,3336	0,520	1,6893	0,745	1,9827	0,970	2,2496
0,075	0,7222	0,300	1,3428	0,525	1,6963	0,750	1,9888	0,975	2,2554
0,080	0,7482	0,305	1,3519	0,530	1,7032	0,755	1,9949	0,980	2,2611
0,085	0,7708	0,310	1,3610	0,535	1,7101	0,760	2,0010	0,985	2,2668
0,090	0,7933	0,315	1,3700	0,540	1,7170	0,765	2,0071	0,990	2,2725
0,095	0,8148	0,320	1,3789	0,545	1,7239	0,770	2,0132	0,995	2,2782
0,100	0,8353	0,325	1,3877	0,550	1,7308	0,775	2,0193	1,000	2,2839
0,105	0,8550	0,330	1,3964	0,555	1,7376	0 780	2,0254	1,100	2,3971
0,110	0,8739	0,335	1,4050	0,560	1,7444	0,785	2,0315	1,200	2,5683
0,115	0,8922	0,340	1,4136	0,565	1,7512	0,790	2,0375	1,300	2,6179
0,120	0,9098	0,345	1,4221	0,570	1,7589	0,795	2,0435	1,400	2,7264
0,125	0,9269	0,350	1,4306	0,575	1,7647	0,800	2,0495	1,50	2,8337
0,130	0,9434	0,355	1,4390	0,580	1,7714	0,805	2,0555	1,60	2,9401
0,135	0,9595	0,360	1,4473	0,585	1,7781	0,810	2,0615	1,70	3,0458
0,140	0,9751	0,365	1,4556	0,590	1,7848	0,815	2,0675	1,80	3,1508
0,145	0,9903	0,370	1,4638	0,595	1,7914	0,820	2,0735	1,90	3,2553
0,150	1,0051	0,375	1,4720	0,600	1,7980	0,825	2,0795	2,00	3,3594
0,155	1,0195	0,380	1,4801	0,605	1,8046	0,830	2,0855	2,10	3,4631
0,160	1,0335	0,385	1,4882	0,610	1,8112	0,835	2,0915	2,20	3,5564
0,165	1,0473	0,390	1,4962	0,615	1,8178	0,840	2,0975	2,30	3,6694
0,170	1,0608	0,395	1,5041	0,620	1,8243	0,845	2,1035	2,40	3,7720
0,175	1,0740	0,400	1,5119	0,625	1,8308	0,850	2,1095	2,50	3,8745
0,180	1,0869	0,405	1,5197	0,630	1,8373	0,855	2,1154	2,60	3,9768
0,185	1,0995	0,410	1,5275	0,635	1,8438	0,860	2,1213	2,70	4,0789
0,190	1,1119	0,415	1,5353	0,640	1,8503	0,865	2,1272	2,80	4,1808
0,195	1,1241	0,420	1,5430	0,645	1,8567	0,870	2,1331	2,90	4,2826
0,200	1,1361	0,425	1,5507	0,650	1,8631	0,875	2,1390	3,00	4,3843
0,205	1,1479	0,430	1,5583	0,655	1,8695	0,880	2,1449	3,50	4,4891
0,210	1,1595	0,435	1,5659	0,660	1,8759	0,885	2,1508	4,00	5,3958
0,215	1,1709	0,440	1,5734	0,665	1,8823	0,890	2,1567	4,50	5,8993
0,220	1,1821	0,445	1,5809	0,670	1,8887	0,895	2,1625	5,00	6,4120
0,225	1,1931	0,450	1,5884	0,675	1,8951	0,900	2,1683		
0,230	1,2040	0,455	1,5958	0,680	1,9014	0,905	2,1742		

Tabelle II.

Zusammenstellung der neuesten und wichtigsten Versuche über die Wasserabströmungen bei den vollkommenen Ueberfallwehren, welche mit den Zuflusscanälen gleiche Breite hatten und auf deren Grundlage die Ausflusscoefficienten μ für die neuen Formeln berechnet wurden.

Post-Nummer	Nummern der durchgeführten Versuche	Breite des Zuflusscanales B	Lichte Breite, resp. Länge der Ueberfälle b	Höhe der Ueberfallschwelle über der Canalsohle k	Höhe des noch ungesenkten Oberwassers über der Ueberfallschwelle H	Geschwindigkeit des zufliessenden Oberwassers c	Abgeflossenes und gemessenes Wasserquantum pro Secunde Q	Die auf Grundlage dieser Versuche für die neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten $^2/_3\,\mu$	μ	Differenzen der nach Formel 44 berechneten $^2/_3\mu$ gegen die aus den Versuchen abgeleiteten in Proc.
		In englischen Fuss					Kubikfuss	$^2/_3\,\mu$	μ	
		Versuche von J. B. Francis im Jahre 1852, aus seiner Tab. XIII.								
1	67—71	9,992	9,995	5,048	0,79518	0,4071	23,7905	0,4068	0,6102	— 0,2
2	44—50	9,992	9,995	5,048	0,97900	0,5403	32,5616	0,4052	0,6078	0,0
3	51—55	9,992	9,995	5,048	1,00026	0,5538	33,4946	0,4051	0,6077	0,0
		Versuche von A. Fteley und F. P. Stearns im Jahre 1878, aus der Tab. XXVIII.								
4	1 u. 5	5,0	5,0048	3,56	0,1509	0,054	1,007	0,4246	0,6369	0,0
5	6 „ 10	5,0	5,0044	3,56	0,23035	0,098	1,8685	0,4164	0,6246	0,0
6	11 „ 17	5,0	5,0045	3,56	0,33685	0,168	3,284	0,4121	0,6181	— 0,1
7	18 „ 21	5,0	5,0043	3,56	0,42425	0,233	4,6365	0,4097	0,6145	— 0,1
8	22 „ 27	5,0	5,0049	3,56	0,4305	0,237	4,736	0,4096	0,6143	— 0,1
9	28 „ 34	5,0	5,0047	3,56	0,5116	0,301	6,134	0,4083	0,6124	+ 0,1
10	36	5,0	5,0046	3,56	0,5477	0,331	6,796	0,4076	0,6114	0,0
11	37, 41, 44	5,0	5,0040	3,56	0,60076	0,375	7,8093	0,4070	0,6105	0,0
12	46 u. 47	5,0	5,0042	3,56	0,69245	0,455	9,677	0,4063	0,6095	— 0,1
13	53	5,0	5,0038	3,56	0,8047	0,556	12,147	0,4052	0,6078	0,0
		Versuche der vorgenannten Ingenieure im Jahre 1879, aus der Tab. XV.								
14	10	19,0	18,997	6,55	0,4685	0,151	20,178	0,4081	0,6122	+ 0,6
15	9	19,0	18,997	6,55	0,6460	0,239	32,685	0,4066	0,6099	+ 0,4
16	8	19,0	18,997	6,55	0,8191	0,334	46,760	0,4058	0,6087	+ 0,3
17	7	19,0	18,997	6,55	0,9853	0,433	62,023	0,4065	0,6097	0,0
18	6	19,0	18,997	6,55	0,9873	0,433	62,061	0,4055	0,6083	— 0,2
19	5	19,0	18,997	6,55	1,1456	0,532	77,783	0,4053	0,6079	+ 0,2
20	3	19,0	18,997	6,55	1,2981	0,632	94,192	0,4055	0,6082	0,0
21	2	19,0	18,997	6,55	1,4546	0,737	112,066	0,4054	0,6081	0,0
22	1	19,0	18,997	6,55	1,6038	0,840	130,117	0,4053	0,6080	0,0
		Versuche der vorgenannten Ingenieure im Jahre 1877, aus der Tab. XIV.								
23	30	5,0	4,996	3,17	0,0746	0,023	0,3652	0,4450	0,6675	+ 1,0
24	29	5,0	4,996	3,17	0,0991	0,034	0,5498	0,4370	0,6555	+ 0,1
25	24	5,0	4,998	3,17	0,1225	0,046	0,7526	0,4345	0,6518	— 0,9
26	20, 21	5,0	4,9965	3,17	0,16385	0,069	1,1536	0,4287	0,6431	— 1,3
27	17, 19	5,0	5,0	3,17	0,21826	0,1033	1,75073	0,4219	0,6328	— 1,0
28	14, 15	5,0	4,999	3,17	0,25325	0,1265	2,15975	0,4168	0,6252	— 0,4
29	12, 13	5,0	4,996	3,17	0,32605	0,180	3,14475	0,4143	0,6215	— 0,6
30	6, 8, 9	5,0	4,998	3,17	0,48443	0,3117	5,696	0,4112	0,6168	— 0,7
31	4, 5	5,0	4,999	3,17	0,6737	0,488	9,376	0,4092	0,6138	— 0,7
32	3	5,0	5,0	3,17	0,8118	0,627	12,466	0,4088	0,6132	— 0,9
		Versuche von Lesbros in den Jahren 1829—34, aus seiner Tab. XXIII.								
		Die nachstehenden Dimensionen sind in Metern				$\left(\frac{H}{k+H}\right)$	Kub.-Mtr.	$^2/_3\,\mu$	μ	
33	$19\frac{52}{54}$	0,202	0,202	0,043	0,0955	0,68953	0,012905	0,4045	0,6067	0,0
34	$19\frac{55}{57}$	0,202	0,202	0,048	0,0955	0,66551	0,012561	0,3987	0,5981	+ 0,6
35	$19\frac{58}{60}$	0,202	0,202	0,070	0,088	0,55696	0,010532	0,3924	0,5886	0,0
36	$19\frac{61}{63}$	0,202	0,202	0,100	0,0805	0,44598	0,008638	0,3813	0,5720	+ 0,5
37	$19\frac{64}{66}$	0,202	0,202	0,130	0,0705	0,35162	0,006864	0,3788	0,5682	0,0
38	$19\frac{67}{69}$	0,202	0,220	0,020	0,0432	0,68354	0,003486	0,3747	0,5620	0,0
39	$19\frac{70}{73}$	0,202	0,202	0,030	0,0378	0,55752	0,00244	0,3380	0,5069	0,0
40	$19\frac{74}{77}$	0,202	0,202	0,050	0,0228	0,31319	0,000843	0,2653	0,3979	+ 1,6
		Versuche von M. P. Boileau im Jahre 1845, aus der Tab. IX.								
41	—	0,895	0,895	0,340	0,0577	0,14508	0,0226025	0,4031	0,6046	— 3,9
42	—	0,895	0,895	0,340	0,134	0,2827	0,0823787	0,4008	0,6012	— 1,9
43	—	0,895	0,895	0,340	0,219	0,3918	0,17702	0,4029	0,6042	— 0,6
44	—	1,616	1,616	0,468	0,0937	0,1668	0,0861429	0,4070	0,6105	— 1,3
45	—	1,616	1,616	0,468	0,110	0,1903	0,108462	0,4013	0,6020	— 2,3
		Versuche von Francis an einem wehrartigen Ueberfalle mit einer 2,95 Fuss breiten Wehrkrone und stromaufwärtiger Böschung von 20° Neigung. Die Dimensionen sind im englischen Fussmaass angegeben.								
						c				
46	89	9,995	9,995	5,048	(0,4883) 0,5872	0,238	13,385	0,4346	0,6519	—
47	90	9,995	9,995	5,048	(0,6597) 0,7904	0,358	20,892	0,4296	0,6443	—
48	91	9,995	9,995	5,048	(0,8183) 0,9767	0,480	28,914	0,4284	0,6426	—
49	92	9,995	9,955	5,048	(1,1199) 1,3252	0,725	46,183	0,4244	0,6366	—
50	93	9,995	9 995	5,048	(1,3943) 1,6338	0,963	64,346	0,4235	0,6353	—

Tabelle III.

Zusammenstellung der neuesten und wichtigsten Versuche über die Wasserabströmungen bei den vollkommenen Ueberfallwehren, welche schmäler als die Zuflusscanäle waren, und auf deren Grundlage die Ausflusscoefficienten μ für die neuen Formeln berechnet wurden.

Post-Nummer	Nummern der durchgeführten Versuche	Breite des Zuflusscanals B	Breite, resp. Länge der Ueberfälle b	Höhe der Ueberfallschwelle über der Canalsohle k	Höhe des noch ungesenkten Oberwassers über der Ueberfallschwelle H	Abgeflossenes und gemessenes Wasserquantum pro Secunde Q	Die auf Grundlage dieser Versuche für die neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten		Differenzen der nach der Formel 46 berechneten $^2/_3\mu$ gegen die aus den Versuchen abgeleiteten in Procenten
		in englischen Fuss				Kubik-Fuss	$^2/_3\,\mu$	μ	
		Versuche von J. B. Francis im Jahre 1852 aus seiner Tab. XIII.							
51	72—78	13,96	9,997	5,048	0,62355	16,2148	0,4047	0,6072	— 0,1
52	56—61	13,96	9,997	5,048	0,79899	23,4305	0,4014	0,6021	0,0
53	11—33	13,96	9,997	5,048	0,99732	32,5798	0,3992	0,5988	0,0
54	5—10	13,96	9,997	5,048	1,24757	45,5654	0,3979	0,5969	0,0
55	1—4	13,96	9,997	5,048	1,55079	62,6019	0,3929	0,5894	+ 1,0
56	79—84	13,96	9,997	2,014	0,64928	17,4428	0,4023	0,6034	+ 0,3
57	62—66	13,96	9,997	2,014	0,82624	25,0410	0,4000	0,6000	+ 0,2
58	36—43	13,96	9,997	2,014	1,05033	36,0017	0,3989	0,5983	0,0
		Versuche von A. Fteley und P. Stearns im Jahre 1878 aus ihrer Tab. XXVIII.							
59	4	5,0	3,008	3,56	0,2155	1,007	0,4146	0,6220	+ 1,0
60	9	5,0	3,0081	3,56	0,3301	1,869	0,4062	0,6092	0,0
61	14	5,0	3,008	3,56	0,4843	3,284	0,3990	0,5985	— 0,1
62	31	5,0	3,007	3,56	0,7398	6,134	0,3930	0,5894	0,0
63	40 und 45	5,0	3,0101	3,56	0,8708	7,8075	0,3904	0,5856	+ 0,2
64	16	5,0	2,3132	3,56	0,5824	3,284	0,3941	0,5911	— 0,5
65	24	5,0	2,3125	3,56	0,7478	4,736	0,3899	0,5848	— 0,2
66	35	5,0	2,3126	3,56	0,9543	6,796	0,3867	0,5801	0,0
67	19	5,0	4,0058	3,56	0,4978	4,636	0,4038	0,6057	0,0
68	38 und 39	5,0	4,007	3,56	0,70595	7,815	0,3974	0,5916	+ 0,4
69	20	5,0	3,3107	3,56	0,5678	4,637	0,4018	0,6027	— 0,9
70	32	5,0	3,3101	3,56	0,6860	6,134	0,3993	0,5989	— 0,9
71	48 und 49	5,0	3,3095	3,56	0,9307	9,6485	0,3956	0,5934	— 0,7

Tabelle IV.

ZUSAMMENSTELLUNG

der von

James B. Francis im Jahre 1883 durchgeführten Versuche über die Abflussverhältnisse bei den unvollkommenen Ueberfallwehren,

sammt den

aus den Versuchsresultaten für die neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten μ und μ_1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Nummern der durchgeführten Versuche	Breite des Zuflusscanals	Breite des Ueberfalles	Höhe des Ueberfalles im Zuflusscanale	Höhe des Oberwassers über der Ueberfallschwelle	Höhe des Unterwassers über der Ueberfallschwelle	Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser	Abgeflossene secundliche Wasserquantitäten während der Versuche	Breite des Abflusscanals	Höhe des Wehres über der Sohle des Abflusscanals	Berechnete Geschwindigkeit im Zuflusscanale	Berechnete Geschwindigkeit im Abflusscanale	Ausflusscoefficienten für vollkommene Ueberfälle nach der Formel 44	Aus den Versuchen berechneten Coefficienten: für den freien Ausfluss	für den Ausfluss in das Unterwasser	Differenzen der Coefficienten und zwar: in der Colonne 14 gegen 13	in der Colonne 15 gegen 14	Verhältnisse zwischen den Wasserstandshöhen	Berechnete secundliche Abflussquantitäten: von Francis nach seiner Formel 47 *a*	nach den neuen Formeln 28 und 48	Differenzen zwischen den Q in den Colonnen 20 und in 8	Umrechnung der Druckhöhen H in Colonne 7 in
	B	b	k	H_1	H_2	H	Q	B_1	k_1	c	v	μ	μ	μ_1							
	In englischen Fuss						Kubik-Fuss	In englischen Fuss				Für alle Längenmaasse			In Procenten		$\frac{H_2}{H_1}$	Q in Kubik-Fuss		Procente	Meter
25	11,22 10,98	11,22 10,98	5,7	1,491	1,039	0,452	94,16	32,2	7,3	0,5898	0,3506	0,6145	0,5366	0,5762	— 12,6	+ 7,3	0,6968	93,77	94,16	0,0	0,1378
95	22,2	22,2	5,7	1,156	0,657	0,499	73,15	32,2	7,3	0,4806	0,2855	0,6134	0,5726	0,5723	— 6,6	— 0,05	0,5683	73,44	73,21	+0,07	0,1511
96	22,2	22,2	5,7	1,149	0,636	0,513	73,04	32,2	7,3	0,4804	0,2858	0,6133	0,5879	0,5616	— 4,1	— 4,5	0,5535	73,67	73,04	0,0	0,1564
94	22,2	22,2	5,7	1,091	0,448	0,643	73,37	32,2	7,3	0,4867	0,2941	0,6110	0,6225	0,5257	+ 1,8	— 15,5	0,4106	74,80	73,85	+ 0,6	0,1959
93	22,2	22,2	5,7	1,037	0,263	0,774	73,48	32,2	7,3	0,4913	0,3017	0,6096	0,6211	0,5276	+ 1,9	— 15,0	0,2536	73,96	73,66	+ 0,2	0,2359
22	22,2	22,2	5,7	1,227	0,309	0,918	95,00	32,2	7,3	0,6178	0,3877	0,6085	0,6200	0,5299	+ 1,9	— 14,5	0,2518	95,25	94,91	- 0,1	0,2798
21	22,2	22,2	5,7	1,203	0,207	0,996	95,12	32,2	7,3	0,6589	0,3935	0,6080	0,6196	0,5292	+ 1,9	— 14,4	0,1721	94,57	94,94	— 0,2	9,3036
73	22,2	22,2	5,7	2,190	1,071	1,119	202,54	32,2	7,3	1,1563	0,7514	0,6074	0,6190	0,5298	+ 1,9	— 14,4	0,4890	203,17	201,98	— 0,3	0,3411
81	22,2	22,2	5,7	2,319	1,111	1,208	224,17	32,2	7,3	1,2592	0,8277	0,6070	0,6151	0,5371	+ 1,3	— 12,7	0,4791	222,81	223,34	— 0,3	0,3682
43	22,2	22,2	5,7	1,720	0,466	1,254	159,25	32,2	7,3	0,9668	0,6368	0,6069	0,6149	0,5384	+ 1,3	— 12,4	0,2709	157,09	158,57	— 0,4	0,3822
69	22,2	22,2	5,7	2,034	0,528	1,506	203,01	32,2	7,3	1,1824	0,8054	0,6061	0,6083	0,5342	+ 0,36	— 12,2	0,2595	202,78	203,76	+ 0,4	0,4905
68	22,2	22,2	5,7	1,994	0,327	1,667	203,16	32,2	7,3	1,1894	0,8272	0,6058	0,6078	0,5350	+ 0,33	— 12,0	0,1640	202,21	203,77	+ 0,3	0,5081

Tabelle V.

Zusammenstellung der neuesten und wichtigsten Versuche über die Wasserausströmungen bei Grundschleusen und Schützenöffnungen, auf deren Grundlage die Ausflusscoefficienten für die neuen Formeln berechnet wurden.

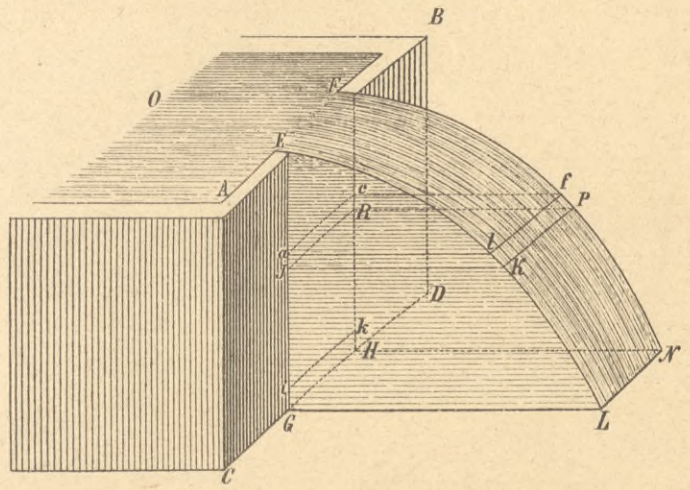
Post-Nummer	Nummern der durchgeführten Versuche	Breite des Zuflusscanals B	Breite der Schleusen- oder Schützenöffnung b	Höhe der Ausflussöffnung a	Höhe der Ueberfallschwellen über der Canalsohle k	Höhe des Oberwassers über der Ueberfallschwelle H_1	Höhe des Unterwassers über der Ueberfallschwelle H_2	Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel oder die Druckhöhe H	Abgeflossenes und gemessenes Wasserquantum pro Secunde Q	Von den Experimentatoren angegebene Ausflusscoefficienten	Aus den Versuchen und mit den neuen Formeln berechnete Ausflusscoefficienten	Differenz der nach den Gleichungen 49 — 52 berechneten μ gegen die vorhergehenden μ in Procenten
		in Metern							Kubik-Meter	μ		
Versuche vom Hofrathe Baron Engerth über die Ausströmung des Wassers unter dem Schwimmthore im Donaucanale bei Wien in ein vorliegendes Unterwasser.												
1	22./2. 1876	50,0	46,58	3,15	0,0	8,07	7,10	0,97	602,9	0,664	0,808	—
2	14./3. 1881	50,0*	46,58	2,32	0,0	7,51	6,37	1,14	477,3	0,686	0,835	—
3	5./1. 1883	50,0	46,58	3,25	0,0	8,72	7,28	1,44	743,3	0,677	0,815	—
Versuche von Lesbros über den freien Ausfluss bei den in breiteren Zuflusscanälen eingebauten Schützen, wo am ganzen Umfange der Oeffnung Contraction stattfand.												
4	19	3,68	0,6	0,03	0,54	—	—	0,255	0,027116	0,6943	0,6935	+ 0,1
5	16	3,68	0,6	0,03	0,54	—	—	1,770	0,071377	0,6759	0,6755	+ 3,1
6	13	3,68	0,6	0,05	0,54	—	—	0,501	0,062359	0,6803	0,6794	— 1,6
7	11	3,68	0,6	0,05	0,54	—	—	1,870	0,121188	0,6715	0,6711	— 0,1
8	8	3,68	0,6	0,20	0,54	—	—	0,681	0,259513	0,6406	0,6388	— 1,6
9	6	3,68	0,6	0,20	0,54	—	—	1,872	0,450291	0,6367	0,6355	— 2,0
10	3	3,68	0,6	0,40	0,54	—	—	1,037	0,600745	0,6178	0,6159	0,0
11	1	3,68	0,6	0,40	0,54	—	—	1,8903	0,823527	0,5983	0,5945	+ 2,7
Versuche von Boileau über den freien Ausfluss bei den in Gerinnen eingebauten Schützen ohne Seiten- und ohne Bodencontractionen.												
12	3	0,9	0,9	0,0485	0,0	—	—	0,1965	0,047955	0,591	0,582	+ 2,2
13	1	0,9	0,9	0,0485	0,0	—	—	0,503	0,080237	0,599	0,592	+ 1,1
14	5	0,898	0,898	0,080	0,0	—	—	0,400	0,112683	0,586	0,579	+ 1,1
15	4	0,898	0,898	0,080	0,0	—	—	0,541	0,137777	0,609	0,602	— 2,6
16	10	0,9	0,9	0,0994	0,0	—	—	0,1435	0,075826	0,573	0,568	+ 0,4
17	7	0,9	0,9	0,0994	0,0	—	—	0,365	0,13348	0,592	0,583	— 0,6
18	6	0,9	0,9	0,0997	0,0	—	—	0,630	0,181700	0,598	0,591	— 1,4
19	11	0,898	0,898	0,120	0,0	—	—	0,444	0,17544	0,586	0,577	0,0
Versuche von Boileau über den Ausfluss aus Schützenöffnungen in ein vorliegendes abfliessendes Unterwasser, wobei an den Seitenwänden und am Boden keine Contraction war.												
20	—	0,90	0,90	0,0997	0,0	0,5890	0,4905	0,0985	0,086043	0,685	0,665	—
21	—*	0,90	0,90	0,0997	0,0	0,6295	0,5115	0,1180	0,093026	0,677	0,664	—
22	—	0,90	0,90	0,0997	0,0	0,5450	0,4235	0,1215	0,099963	0,715	0,696	—
Versuche von Weisbach über den freien Ausfluss aus Schützenöffnungen ohne Seiten- und ohne Bodencontraction, dann mit abgerundeter Schützenkante.												
23	1	0,36395	0,36395	0,0589	0,0	—	—	0,1495	0,02607	0,756	0,733	— 0,5
24	5	0,36395	0,36395	0,0589	0,0	—	—	0,2901	0,03898	0,776	0,775	+ 0,4
25	9	0,364	0,364	0,0327	0,0	—	—	0,137	0,01542	0,824	0,802	— 0,5
26	6	0,364	0,364	0,0327	0,0	—	—	0,2916	0,02370	0,853	0,838	— 0,2
27	14	0,3635	0,3635	0,104	0,0	—	—	0,2004	0,04915	0,709	0,690	— 1,0
28	13	0,3635	0,3635	0,104	0,0	—	—	0.2812	0,06032	0,725	0,705	+ 1,7
Versuche von Weisbach über den Ausfluss aus Schützenöffnungen in ein vorliegendes abfliessendes Unterwasser ohne Seiten- und ohne Bodencontraction.												
29	3	0,363	0,3632	0,059	0,0	0,2202	0,1640	0,0562	0,017424	0,758	0,721	—
30	8	0.363	0,3632	0,059	0,0	0,2071	0,1468	0,0603	0,018995	0,794	0,746	—
31	4*	0,363	0,3632	0,059	0,0	0,2816	0,1916	0 0900	0,020582	0,715	0,689	—
32	10	0,363	0,362	0,07725	0,0	0,2713	0,1931	0,0782	0,030117	0,844	0,787	—
33	9*	0,363	0,362	0,07725	0,0	0.3061	0,2266	0,0795	0,026358	0,741	0,709	—
34	12	0,363	0,362	0,07725	0.0	0,2758	0,1840	0,0918	0,033476	0,866	0,802	—
Versuche von Bornemann über den Ausfluss aus Schützenöffnungen in ein vorliegendes abfliessendes Unterwasser ohne Bodencontraction.												
35	11	0,544	0,520	0,204	0,0	0,356	0,342	0,014	0,05247	0,842	0,756	+ 3,4
36	16	0,544	0,520	0,158	0,0	0,394	0,355	0,039	0,05247	0,705	0,667	+ 7,3
37	9	0,544	0,520	0,127	0,0	0,379	0,290	0,089	0,07259	0,813	0,752	— 2,1
38	5	0,544	0,520	0,091	0,0	0,447	0,260	0,187	0,07259	0,794	0,757	— 6,1
39	17	0,802	0,774	0,131	0,0	0,274	0,263	0,011	0,04779	0,919	0,827	— 6,0
40	7	0,802	0,774	0,110	0,0	0.305	0,274	0,031	0,0488	0,712	0,677	— 7,2
41	2	0,802	0,774	0,051	0,0	0,356	0,204	0,152	0,0488	0,713	0,695	— 0,7

Tabelle VI.

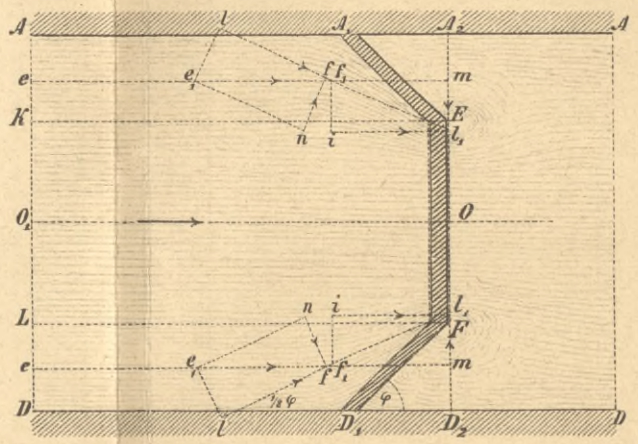
Berechnung der von Cesare Cipolletti beschriebenen Versuche über die Wasserabströmungen bei einem vollkommenen Schleusen- und bei einem Ueberfallwehre im **Ticinoflusse**, nebst den aus diesen Versuchen abgeleiteten Ausflusscoefficienten für die entwickelten neuen Formeln.

Post-Nummer	Datum der durchgeführten Versuche	Breite des Zuflusscanales B_1, B	Breite, resp. Länge des Ueberfalles L, b	Höhe der Ueberfallschwelle über der Flussbettsohle k	Höhe des noch ungesenkten Oberwassers über der Ueberfallschwelle H	Geschwindigkeit des zufliessenden Oberwassers c	Abgeflossenes und gemessenes Wasserquantum pro Secunde Q_1, Q	Die auf Grundlage dieser Versuche für die neuen Formeln berechneten Ausflusscoefficienten $^2/_3 \mu$	μ	Von Cipolletti für die Formel 1 berechneten Ausflusscoefficienten K, μ
		In Metern					Kubik-Meter			
					Versuche an dem Schleusenwehre.					
72	3. u. 4./1.	2,254	2,025	2,44	0,538	0,241	1,61766	0,430	0,645	0,685
73	28./3.	2,254	2,025	2,44	0,770	0,382	2,76436	0,423	0,634	—
74	27./6.	2,254	2,025	2,44	0,835	0,4265	3,1485	0,425	0,638	0,692
75	9./3.	2,254	2,025	2,44	0,895	0,4597	3,45595	0,419	0,629	0,683
					Versuche an dem Ueberfallwehre.					
76	27. u. 28./3.	289,44	289,44	3,00	0,458 0,218	—	97,427 96,017	—	—	0,565
77	26./6.	289,44	289,44	3.00	0,628	0,23	239,771	0,362	0,543	0,560
78	11./6.	289,44	289,44	3,00	0,928	0,37	422,542	0,352	0,528	0,553

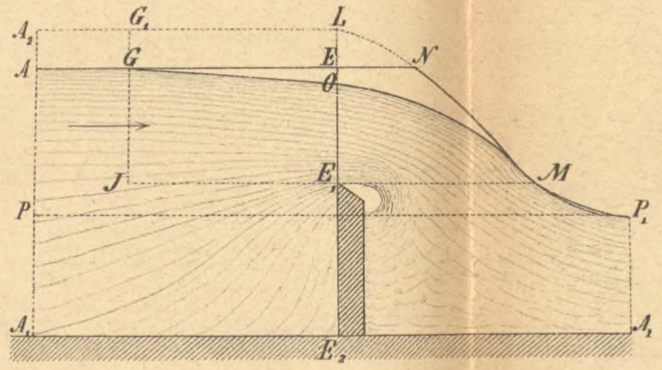
1.



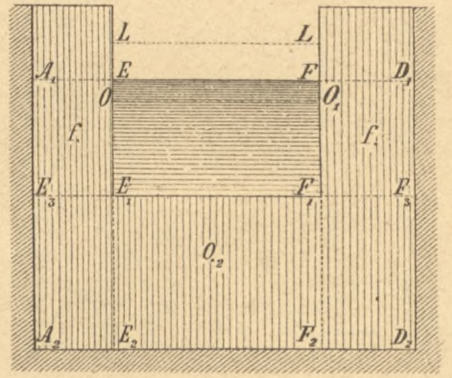
2.



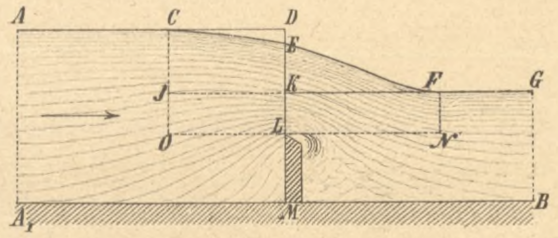
3.



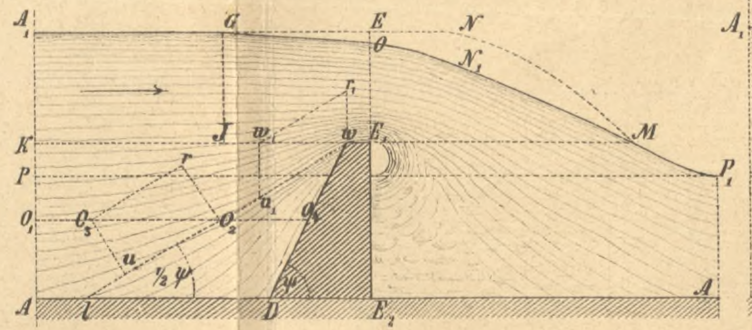
4.



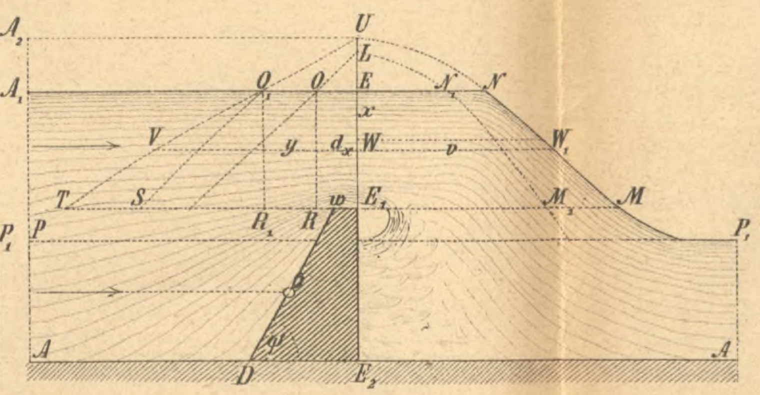
5.



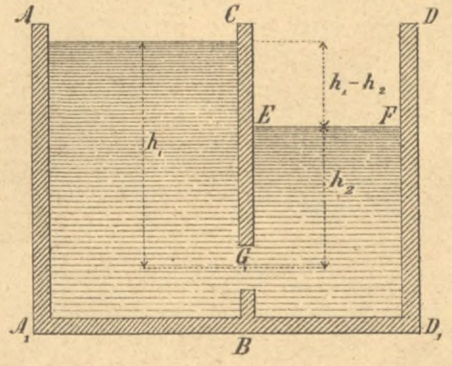
6.



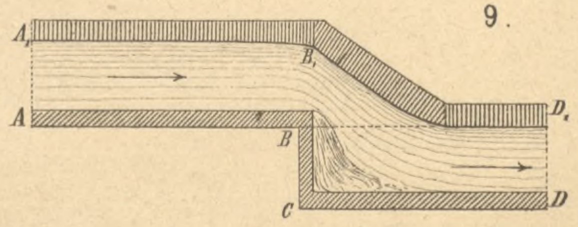
7.



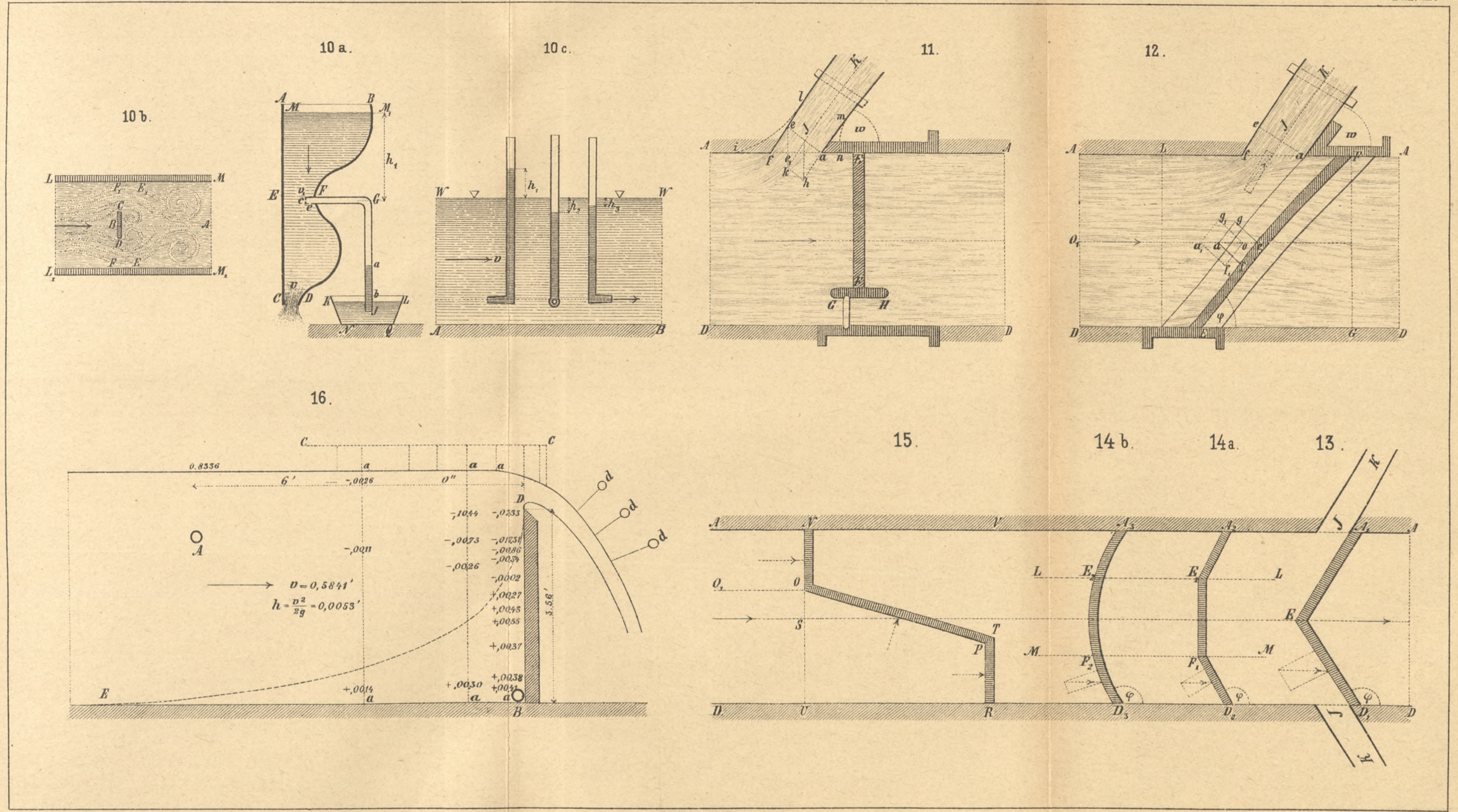
8.



9.

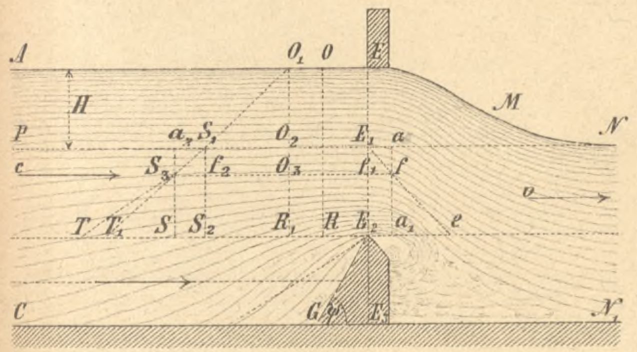


Verlag v. Wilh Engelmann, Leipzig.

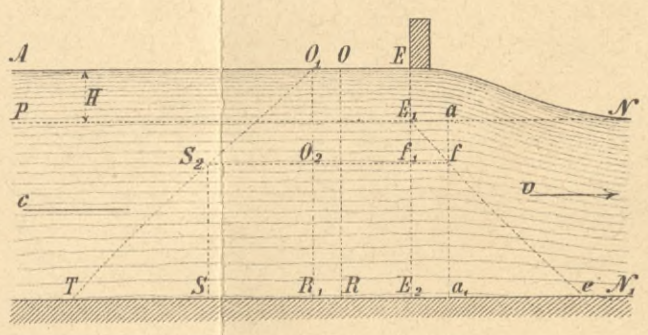


Verlag v. Wilh. Engelmann, Leipzig.

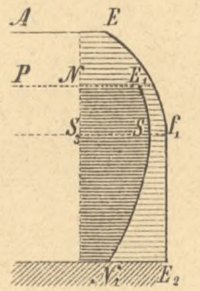
18.



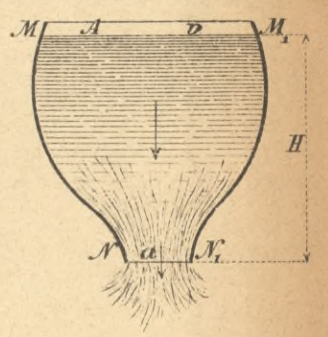
20.



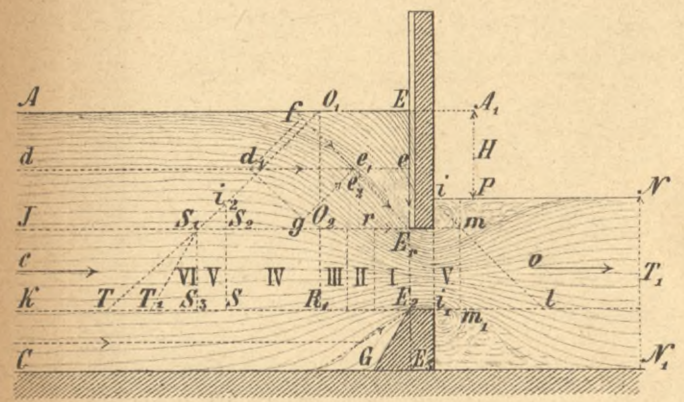
21.



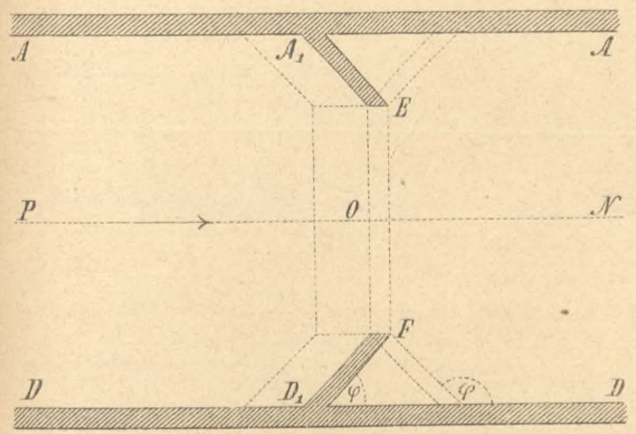
22.



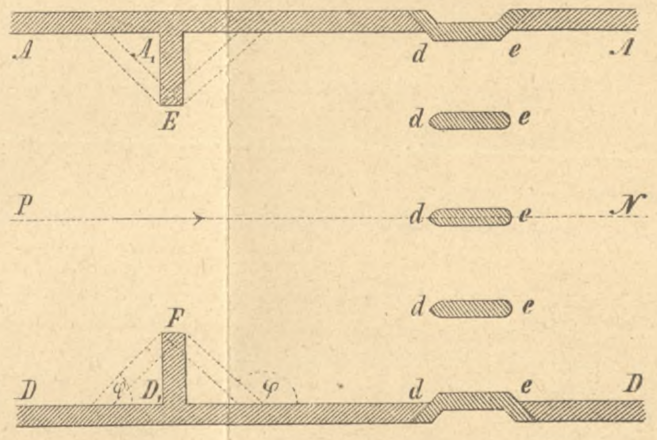
24.



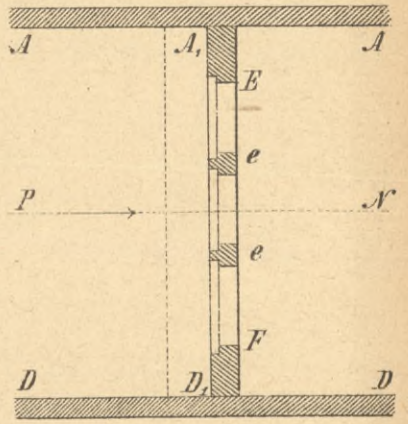
17.



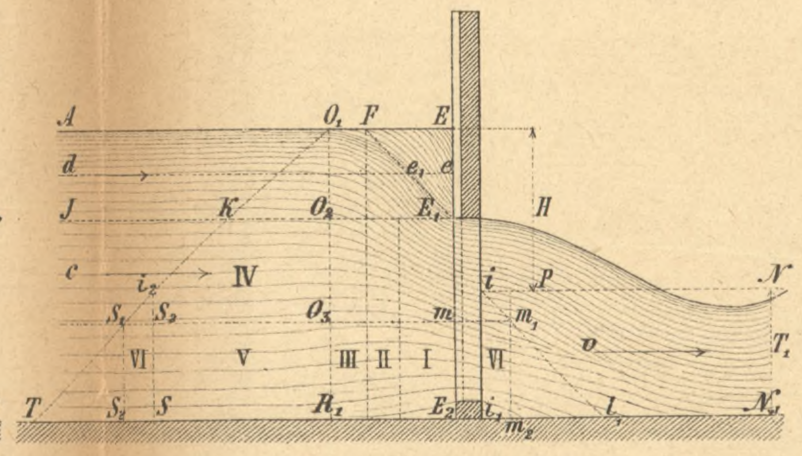
19 a. 19 b.



23.

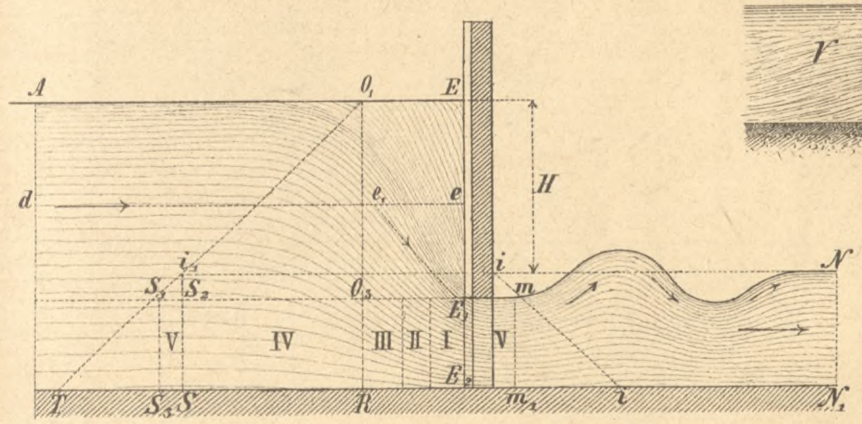


25.

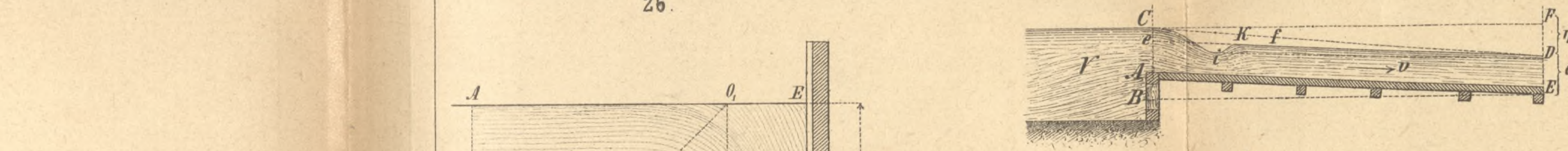


Verlag v. Wilh. Engelmann, Leipzig.

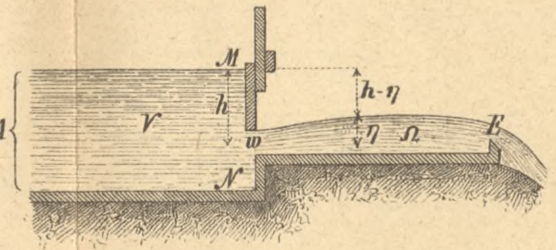
26.



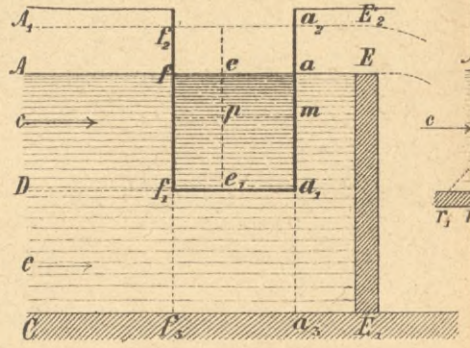
27.



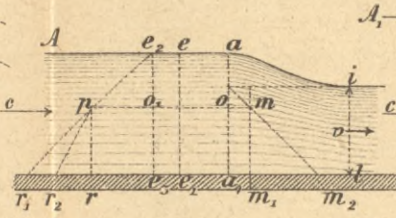
28.



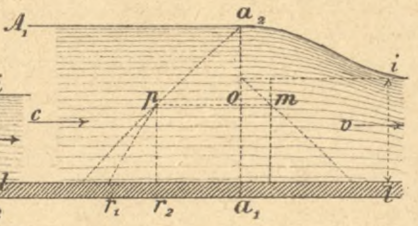
30.



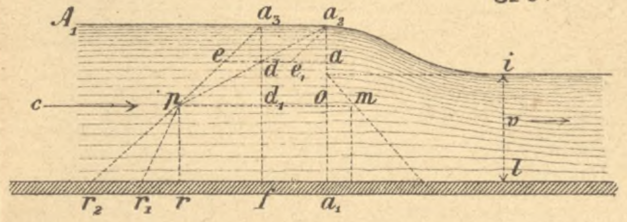
31 a.



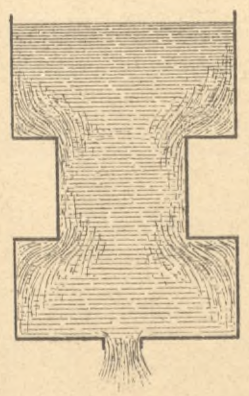
31 b.



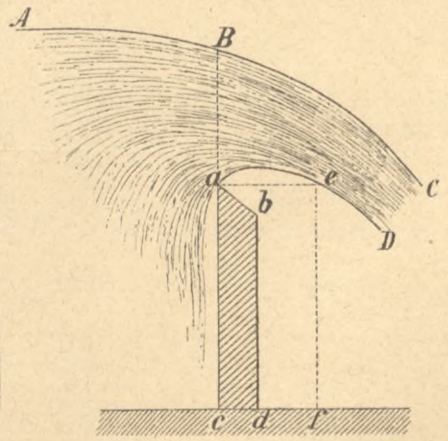
31 c.



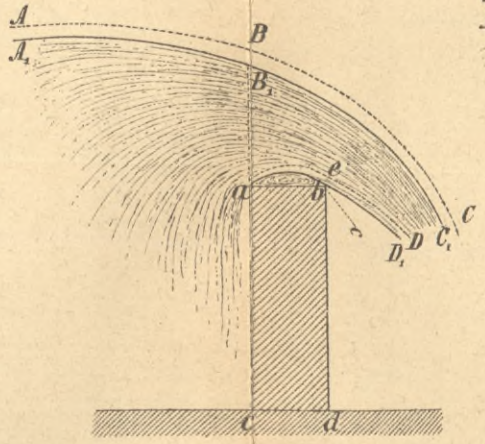
29.



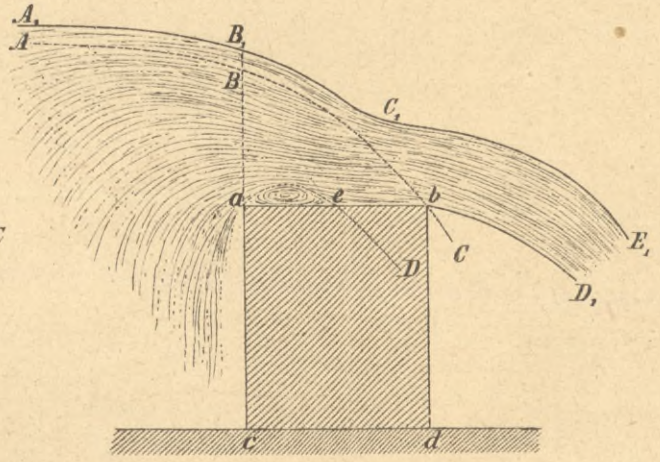
32.



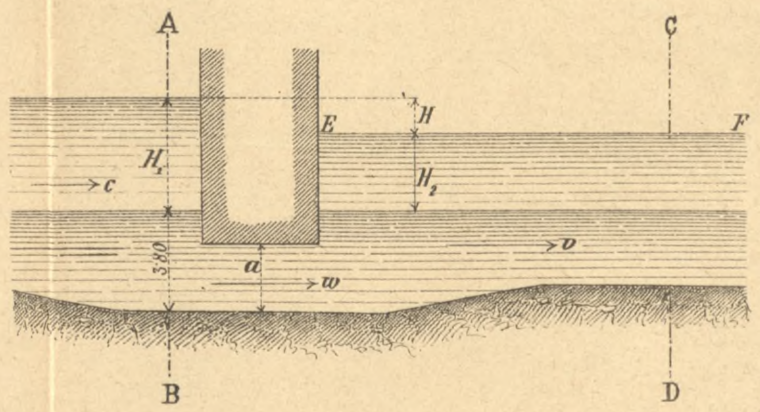
33.



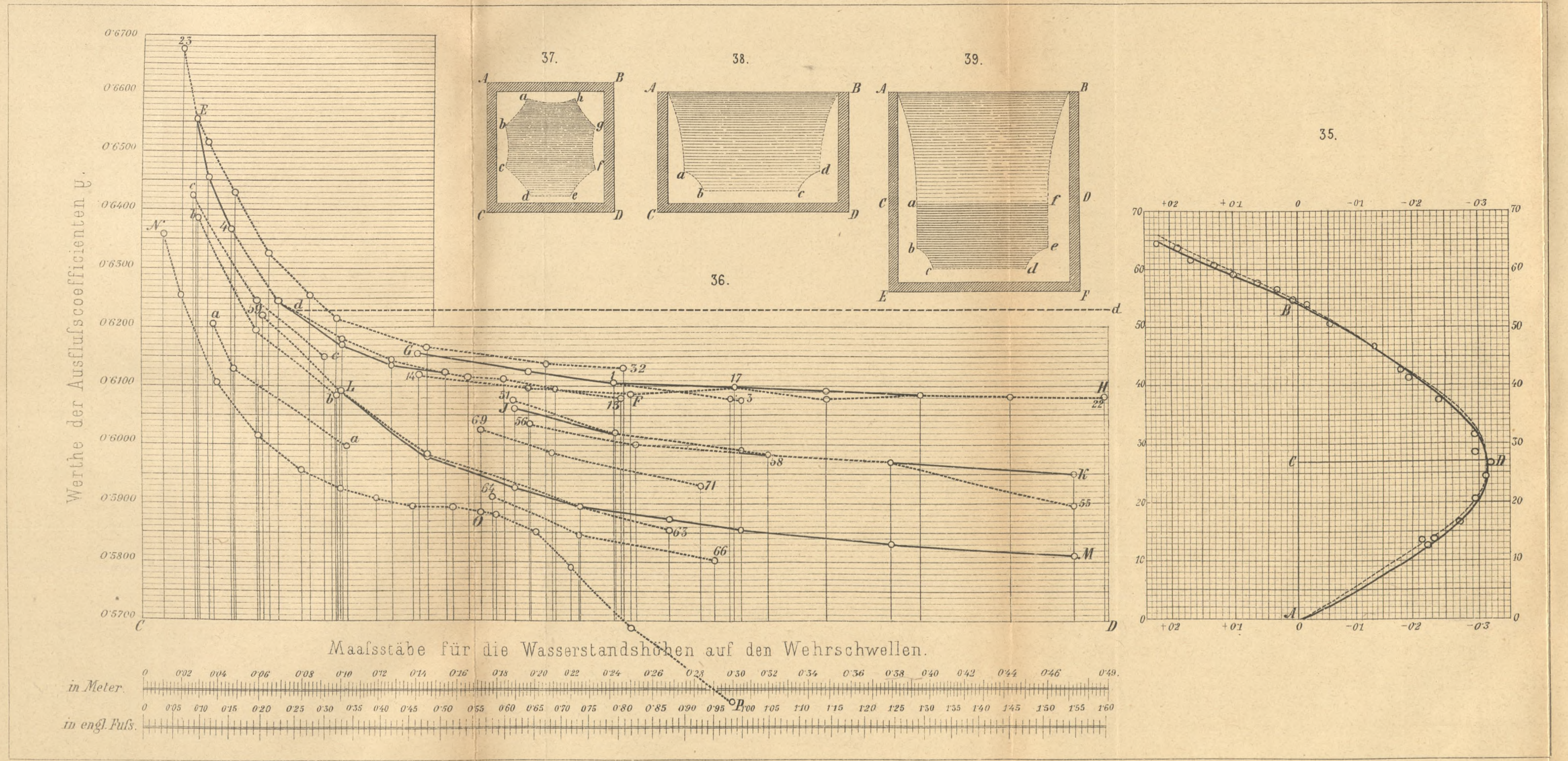
34.



40.



Verlag v. Wilh. Engelmann, Leipzig.



Verlag v. Wilh. Engelmann, Leipzig.