Badische Landesbibliothek Karlsruhe

Digitale Sammlung der Badischen Landesbibliothek Karlsruhe

Theoretische Maschinenlehre

in 4 Bänden

Theorie der Kraftmaschinen

Grashof, Franz

Leipzig, 1890

I. Fassung des Aufschlagwassers hydraulischer Kraftmaschinen

urn:nbn:de:bsz:31-282943

Visual Library

I. Fassung des Aufschlagwassers hydraulischer Kraftmaschinen.

§. 9. Vorbereitende Untersuchungen.

Das Aufschlagwasser hydraulischer Kraftmaschinen wird meistens natürlichen Wasserläufen, Flüssen oder Bächen entnommen. Zunächst sind deshalb in jedem Falle die Verhältnisse des letzteren festzustellen, insoweit ihre Kenntniss für die beabsichtigte Anlage wichtig ist. Vor Allem ist bei einem mittleren Beharrungszustande des Wasserlaufs, nämlich bei mittlerem und längere Zeit nahe constant bleibendem Wasserstande in der betreffenden zu benutzenden Strecke desselben, deren Länge $= l$ sei, das Gefälle h dieser Strecke, somit auch das mittlere relative Gefälle $\alpha = \frac{h}{l}$ zu bestimmen, und ist ferner an einer Stelle, wo die Wasserquerschnitte längs einer gewissen möglichst geraden Flussstrecke nahe gleich sind, die strömende Bewegung des Wassers also nahe gleichförmig ist, ein Querschnitt auszumessen (Flächeninhalt $= F$, Breite $= b$, benetztes Querprofil $= p$) sowie für denselben die mittlere Geschwindigkeit u und das pro Secunde hindurchfliessende Wasservolumen Q zu bestimmen.

Wie das Gefälle und der Wasserquerschnitt zu messen sind, lehrt die praktische Geometrie. Nachdem sie gefunden sind, handelt es sich nur noch um die Bestimmung einer der beiden durch die Gleichung $Q = Fu$ verbundenen Grössen u und Q.

Zur Bestimmung von Q durch Geschwindigkeitsmessungen kann man den Querschnitt durch Senkrechte (Normalen zum Wasserquerprofil $= b$) in Theile ΔF theilen und für sie die angenäherten mittleren Geschwindigkeiten v ermitteln. Es ist dann $Q =$ der betreffenden Summe von Producten:

$$Q = \Sigma v . \Delta F \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1).$$

Dabei kann die mittlere Geschwindigkeit v eines solchen zwischen zwei Senkrechten enthaltenen Flächentheils $\Delta F =$ der mittleren Geschwindigkeit in einer nahe durch den Schwerpunkt dieses Flächentheils gehenden Senkrechten gesetzt werden. Nach Bd. I, §. 124 und 125 ist aber die mittlere Geschwindigkeit irgend einer Senkrechten:

$$v = w_2 - \frac{m\, a^2}{12} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2),$$

wenn $a = 2a_2$ die Länge der Senkrechten (die betreffende Wassertiefe), w_2 die Geschwindigkeit im Mittelpunkte derselben bedeutet und

$$m = \frac{\frac{w_0 - w}{y} - \frac{w_0 - w_2}{a_2}}{y - a_2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

ist, unter w_0 die Geschwindigkeit im höchsten Punkte der Senkrechten (die betreffende Oberflächengeschwindigkeit) und unter w die Geschwindigkeit in der (möglichst gross zu wählenden) Tiefe y unter der Oberfläche verstanden. Wird näherungsweise w_0 als Maximum von w angenommen, so kann einfacher

$$v = w_0 - \frac{ma^2}{3} \text{ mit } m = \frac{w_0 - w}{y^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

oder

$$v = w \text{ für } y = a\sqrt{\frac{1}{3}} = 0{,}58\,a \quad \ldots\ldots\ldots (5)$$

gesetzt werden. Instrumente und Methoden zur Messung der Geschwindigkeit w an irgend einer Stelle sind in Bd. II, §. 161 und 162 besprochen worden.

Eine solche Bestimmung von Q durch Geschwindigkeitsmessung ist besonders bei grösseren fliessenden Gewässern passend und oft geboten, indem ein anderes Verfahren mit zu grossen Schwierigkeiten und Kosten verbunden sein würde. Bei kleineren Wasserläufen ist dagegen oft die Ermittelung von Q mit Hülfe eines Versuchsüberfallwehrs thunlich und vorzuziehen, welches als eine verticale Bretterwand, gehörig gedichtet, quer durch den Bach errichtet und oben entweder längs der ganzen Bachbreite mit stromabwärts abgeschrägtem Rande horizontal begrenzt oder mit einem rechteckigen Einschnitte versehen wird, durch welchen das Wasser hindurchfliesst und dessen horizontaler Rand (Ueberfallrand) und verticale Ränder gleichfalls stromabwärts abgeschrägt sind. Bezeichnet dann

F_0 den Querschnitt, b_0 die Breite des durch die Wand aufgestauten Wassers am Anfange der Stromschnelle (etwa 1 Mtr. stromaufwärts von der Wand, wo die nach oben schwach concave in eine aufwärts convexe Krümmung übergeht und die Geschwindigkeit des Wassers ein Minimum, sein Querschnitt ein Maximum ist),

b die Breite des Ueberfalles, welche bei oben ganz horizontal begrenzter Ueberfallwand $= b_0$, im Falle des Wandeinschnittes $< b_0$ ist,

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK
Baden-Württemberg

h die Höhe des Wasserspiegels am Anfange der Stromschnelle über dem Ueberfallrande,

n das Querschnittsverhältniss $\frac{bh}{F_0}$,

μ einen Erfahrungscoefficienten,

so kann in dem hier immer herzustellenden Falle eines sogenannten vollkommenen Ueberfalls, d. h. unter der Voraussetzung, dass der Ueberfallrand über dem Unterwasserspiegel liegt, bei eingetretenem Beharrungszustande das pro Secunde überfallende Wasservolumen

$$Q = \mu b h \sqrt{2gh} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

und hierin nach Weisbach, dessen betreffende Versuche noch immer besonderes Zutrauen verdienen und deren Ergebnisse, obschon sie nur mit Ueberfällen von höchstens 0,4 Mtr. Breite (bei $n < 0{,}5$) angestellt worden sind, auch auf wesentlich grössere Verhältnisse hinlänglich anwendbar zu sein scheinen,

$$\left.\begin{array}{l} \mu = \mu_0 (1 + 1{,}718\, n^4) \text{ für } b \text{ wesentlich } < b_0 \\ \mu = \mu_0 (1{,}041 + 0{,}3693\, n^2) \text{ für } b = b_0 \quad \ldots \end{array}\right\} \ldots\ldots (7)$$

gesetzt werden, wenn

für $h =$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,1	0,15	0,2 Mtr.
$\mu_0 =$	0,424	0,417	0,412	0,407	0,401	0,397	0,395	0,393	0,390

genommen wird.

Die Ungenauigkeit, welche diesen Bestimmungen von Q anhaftet, ist für den vorliegenden Zweck mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit von Q nicht von erheblicher Bedeutung; wegen derselben kommt es nicht sowohl darauf an, für einen gewissen Augenblick Q mit grösster Genauigkeit zu finden, als vielmehr seinen ungefähren Mittelwerth, seinen kleinsten und grössten Werth im Verlauf eines Jahres von normalen Witterungsverhältnissen. Zu den dazu dienenden wiederholten Messungen eignet sich vorzugsweise ein Versuchsüberfallwehr, welches so dauerhaft hergestellt wird, dass es ein Jahr lang dicht hält und überhaupt genügend unversehrt bleibt. Ist das der örtlichen Umstände oder der Kosten wegen unthunlich, so kann man auch, wenn nur für einen gewissen mittleren Zustand die Wasserführung des Flusses mit möglichster Sorgfalt bestimmt wurde, dieselbe für einen anderen Zustand aus den leicht zu messenden geänderten Querschnittsdimensionen durch Rechnung ableiten. Ist nämlich unter der Voraussetzung nahe gleichförmiger Beharrungszustände der Querschnitt, die Wasserbreite, das benetzte Querprofil und der sogenannte mittlere Radius (= dem Quotienten aus Querschnitt durch benetztes Querprofil)

bei der Wassermenge Q_0 bezw. $= F_0 \ b_0 \ p_0 \ r_0$
„ „ „ Q „ $= F \ b \ p \ r$

so ist nach Bd. I, §. 136, Gl. (1) und (2) auf Grund einer betreffenden empirischen Formel von Ganguillet und Kutter:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{1+B\sqrt{\frac{p_0}{F_0}}}{1+B\sqrt{\frac{p}{F}}} \sqrt{\left(\frac{F}{F_0}\right)^3 \frac{p_0}{p}}$$

$$= \frac{1+B\sqrt{\frac{1}{r_0}}}{1+B\sqrt{\frac{1}{r}}} \cdot \frac{F}{F_0} \sqrt{\frac{r}{r_0}} = \frac{F}{F_0} \frac{r}{r_0} \frac{B+\sqrt{r_0}}{B+\sqrt{r}} \quad \ldots \ldots \ldots (8).$$

Darin ist, unter n einen Coefficienten verstanden, welcher wachsend mit der Rauhigkeit des Flussbettes in der Regel = 0,025 bis 0,03 gesetzt werden kann,

$$B = \left(23 + \frac{0{,}00155}{\alpha}\right) n \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9).$$

Das relative Gefälle α ist hier als constant zu betrachten, braucht also nur bei der mittleren Wassermenge Q_0 gemessen worden zu sein, deren Kenntniss dann nach (8) und (9) auch die genügende Kenntniss von Q in irgend einem anderen Beharrungszustande vermittelt.

Ist die so gefundene kleinste Wassermenge des betreffenden Wasserlaufs (abgesehen von abnormen Verhältnissen in sehr trockenen Jahren) zum Betriebe des benöthigten Motors ausreichend, so ist auch nur diese ausreichende Wassermenge dem ganzen Entwurf zu Grunde zu legen, falls nicht eine Erweiterung der Anlage in nahe Aussicht genommen wird, und ist gleichzeitig durch eine Regulirungsschleuse (ein Schleusenwehr) am Anfange des Obergrabens, nämlich des Zuflusscanals da, wo er vom Flusse abgezweigt ist, Vorsorge zu treffen, dass das überschüssige Wasser von der Maschine fern gehalten wird. Auch wenn die kleinste Wassermenge des Flusses zum normalen Betriebe einer anzulegenden Fabrik etc. nicht ausreicht, ist im Allgemeinen doch der dazu ausreichenden grösseren Wassermenge die hydraulische Motorenanlage anzupassen, falls sie die mittlere Wassermenge des Flusses nicht oder nur unerheblich überschreitet, vorbehaltlich eines daneben aufzustellenden, nur zeitweilig in Betrieb kommenden Hülfsmotors (in der Regel einer Hülfsdampf-

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

maschine), deren grösste Leistungsfähigkeit stets der bei kleinster Wassermenge des Flusses fehlenden Betriebsarbeit entsprechen muss. Ist aber die im Ganzen nöthige Betriebsarbeit gar wesentlich grösser, als das disponible Arbeitsvermögen selbst bei mittlerer Wassermenge, so wird in der Regel nur diese mittlere Wassermenge passend der hydraulischen Motorenanlage zu Grunde zu legen sein, um nicht zu grosse Dimensionen zu erhalten, die doch nur während der kleinsten Zeit des Jahres genügend zur Geltung kämen.

§. 10. Theoretische Grundlagen und Regeln in Betreff der Fassung des Aufschlagwassers hydraulischer Kraftmaschinen-Anlagen.

Die Arten, wie vom Gefälle H_0 einer gewissen Flussstrecke AB ein möglichst grosser Theil H an einer Stelle als disponibles Gefälle concentrirt werden kann, sind insbesondere folgende:

1) Anlage eines Wehrs (eines Durchlass- oder Schleusenwehrs) in der Nähe des unteren Endes B der fraglichen Flussstrecke und Errichtung des Werkes dicht unterhalb des Wehrs über dem Fluss oder hart am Ufer.

2) Anlage des Werkes an passender Stelle seitwärts vom Flusse und Verbindung desselben durch einen Obergraben (Zuflusscanal) mit dem obern Ende A, durch einen Untergraben (Abflusscanal) mit dem untern Ende B der gegebenen Flussstrecke.

3) Anlage eines Wehrs (eines Ueberfallwehrs) bei C zwischen A und B und Verbindung des an passender Stelle seitwärts vom Flusse angelegten Werks durch einen Obergraben mit dem Flusse bei C dicht oberhalb des Wehrs, während der Untergraben bei B mündet.

Die Wahl des Ortes für das Werk in den beiden letzten Fällen sowie der Stelle C des Wehrbaues im dritten Falle ist hauptsächlich durch das Terrain und durch andere örtliche Verhältnisse bedingt. Insbesondere sind im Allgemeinen am wenigsten Erdarbeiten durch Einschneidungen oder Aufschüttungen erforderlich, können vielmehr die Canäle am besten dem Terrain angepasst werden, wenn das Werk an eine Stelle stärkster Neigung der Erdoberfläche gelegt wird (wo die Niveaulinien, welche die Gestaltung dieser Oberfläche zwischen den Horizontalebenen durch A und B im Situationsplan ersichtlich machen, am nächsten beisammen liegen); auch ist es rathsam, den Obergraben möglichst kurz zu halten mit Rücksicht auf seine Freihaltung von Eis im Winter und auf die leichte Bedienung der Einlassschleuse am Anfange desselben vom Werke aus, wogegen eine grössere Länge des Untergrabens, der ohne Regulirungsschleuse

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

in den Fluss einmündet und dessen etwaige Eisbildung der Maschine nicht mehr schädlich ist, insofern sogar nützlich sein kann, als dadurch bei Hochwasser die Hebung des Unterwasserspiegels bei der Maschinenanlage vermindert wird.

Was die Eigenthümlichkeiten, die Vorzüge und Nachtheile der unter 1)—3) erwähnten Fassungsarten betrifft, so ist zunächst zu bemerken, dass man im ersten Falle in der Erzielung von Stauhöhe h (hier nahe einerlei mit dem disponiblen Gefälle H), also in der Ausnutzung des Gefälles H_0 häufig dadurch beschränkt ist, dass die Stauhöhe bei A oder an einer anderen Stelle, welche mit der Stauhöhe bei B in bestimmter Beziehung steht, eine gewisse Grösse nicht überschreiten darf, sei es mit Rücksicht auf das Austreten des Flusses über die Ufer oder mit Rücksicht auf ein oberhalb gelegenes Nachbarwerk, dessen Unterwasser nicht über einen gewissen Betrag gehoben werden darf. Auch abgesehen davon ist bei unregelmässiger, steiniger Beschaffenheit des natürlichen Bettes ein beträchtlicher Theil von H_0 zur Bewegung selbst des aufgestauten Wassers von A bis B erforderlich, trotzdem der grösseren Tiefe dieses aufgestauten Wassers eine kleinere Geschwindigkeit und ein grösserer mittlerer Radius entspricht, und es kann dann also nur ein kleinerer überschüssiger Theil von H_0 als Stauhöhe h gewonnen werden. Dieser erste Fall ist deshalb im Allgemeinen nur zulässig für hydraulische Motoren, welche mit einem Gefälle H von mässiger Grösse zu betreiben sind und wenn eine möglichst vollständige Ausnutzung des Gefälles H_0 nicht geboten ist; aber selbst dann ist es ein misslicher Umstand, dass das Werk infolge seiner Lage den unmittelbaren Einwirkungen des Hochwassers ausgesetzt ist, und wird deshalb diese ursprünglichste Anordnung mit Recht nur noch wenig gefunden.

Im zweiten Falle besteht der Gefällverlust in den Gefällen h_1 und h_2, welche zur Bewegung des Wassers im Ober- und Untergraben erforderlich und welche wegen der kleineren Wassergeschwindigkeit, der regelmässigen Formen und grösseren Tiefen der Canalbetten kleiner sind, als das zur Bewegung des Wassers im natürlichen Flussbette unter sonst gleichen Umständen nöthige Gefälle. Die Wahl dieser zweiten Anordnung ist geboten, wenn ein Aufstau des Wassers unzulässig ist; sie eignet sich besonders für Gebirgsbäche von starkem Gefälle bei steinigem Bette und wenn noch dazu bei sehr gekrümmtem Laufe durch die längs einer Sehne geführten Gräben eine erhebliche Wegabkürzung erzielt werden kann.

Im dritten Falle besteht der Gefällverlust in den Gefällen h_1 und h_2 des Ober- und Untergrabens und in demjenigen Betrage $= h_3$, um

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

welchen die Stauhöhe bei C kleiner sein muss, als das Gefälle der Flussstrecke AC (weil die Erhebung des Wasserspiegels bei A oder an anderer Stelle eine gewisse Grösse nicht überschreiten darf). Wenn aber in dieser Hinsicht keine allzu einschränkenden Bedingungen gestellt sind, ist diese dritte Anordnung in der Regel die beste: im Vergleich mit der ersten gestattet sie eine vollständigere Ausnutzung des Gefälles H_0 und eine günstigere Lage des Werks, im Vergleich mit dem zweiten Fall meistens kürzere Canäle, insbesondere einen kürzeren Obergraben, welcher sich an der nach Beschaffenheit des Terrains gelegensten Stelle vom Flusse abzweigen lässt.

Die Anlage des Ueberfallwehrs ist bedingt durch die im ersten Bande dieses Werkes entwickelten bezüglichen Gesetze. Ist Q_0 die in dem betreffenden Beharrungszustande durch jeden Querschnitt des Flusses pro Secunde hindurchfliessende Wassermenge, Q diejenige, welche dicht oberhalb des Wehrs in den Obergraben zum Betriebe des Werks gelangen, also $Q_0 - Q = Q_1$ diejenige, welche den Ueberfall bilden soll, so ist die Beziehung zwischen Q_1, der Stauhöhe und den Dimensionen des Wehrs davon abhängig, ob letzteres ein vollkommenes oder unvollkommenes Ueberfallwehr ist, d. h. ob die horizontale Scheitellinie des Wehrdammes höher oder tiefer, als der Unterwasserspiegel an der betreffenden Stelle gelegen ist. Bei der Beurtheilung dieses Umstandes ist zu bedenken, dass durch die Abzweigung der Wassermenge Q der Unterwasserspiegel eine Erniedrigung e erfährt, welche, wenn F den Inhalt, b die Breite des Wasserquerschnitts bei der Wassermenge Q_0 bedeutet, $a = \frac{F}{b}$ die mittlere Tiefe, nach Bd. I, §. 136, Gl. (5) unter der Voraussetzung ziemlich steiler Ufer und eines grossen Verhältnisses $\frac{b}{a}$ bestimmt ist durch die Gleichung:

$$\left.\begin{array}{l} e = a\left[1 - x\left(1 - y\dfrac{a}{b}\right)\right] \quad \cdots\cdots\cdots \\[2ex] \text{mit } x = \left(\dfrac{\dfrac{Q_1}{Q_0} + \dfrac{B}{\sqrt{a}}\left(\dfrac{Q_1}{Q_0}\right)^{\frac{2}{3}}}{1 + \dfrac{B}{\sqrt{a}}}\right)^{\frac{3}{2}} \text{ und } y = \dfrac{2}{3}\left[1 - \left(\dfrac{Q_1}{Q_0}\right)^{\frac{2}{3}}\right] \cdot\cdot \end{array}\right\} \cdots\cdots (1).$$

Folgende Tabelle enthält die Werthe von x und y für verschiedene Werthe von $\frac{Q_1}{Q_0}$ und $\frac{B}{\sqrt{a}}$.

$\frac{Q_1}{Q_0}$	y	x für $\frac{B}{\sqrt{a}} =$						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
0,2	0,439	0,394	0,419	0,433	0,443	0,455	0,466	0,489
0,3	0,368	0,496	0,519	0,533	0,542	0,553	0,564	0,586
0,4	0,305	0,585	0,606	0,618	0,626	0,636	0,646	0,665
0,5	0,247	0,666	0,683	0,694	0,701	0,709	0,718	0,735
0,6	0,192	0,740	0,755	0,763	0,769	0,776	0,783	0,797
0,7	0,141	0,810	0,821	0,828	0,832	0,837	0,843	0,853
0,8	0,092	0,876	0,884	0,888	0,891	0,895	0,898	0,906

In Betreff B siehe vorigen §., Gl. (9).

Ist nun der Ueberfall vollkommen, so ist nach Bd. I, §. 137, Gl. (1) die in der Secunde überfallende Wassermenge:

$$Q_1 = \mu_1 b_1 \sqrt{2g} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] \text{ mit } k = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_0}{F_0} \right)^2 \quad \ldots \ldots (2),$$

unter b_1 die Breite des Ueberfalls verstanden, die hier gleich der Flussbreite b zu sein pflegt, h_1 die Höhe des Wasserspiegels nahe stromaufwärts am Wehr (am Anfang der Stromschnelle) über der Scheitellinie des Wehrs, F_0 den Wasserquerschnitt daselbst $= (a + h) b$, wenn h die Stauhöhe bedeutet. Der Coefficient μ_1 kann nach Weisbach $= \frac{2}{3} . 0,8 = 0,53$ gesetzt werden. Indem es sich nämlich hier um abgerundete Wehrdämme oder bei hölzernen Wehren um Dämme handelt, die am Scheitel (am Sattel oder Fachbaum) einen stumpfen Winkel bilden, ist die im vorigen §. angeführte Gleichung (6) mit betreffenden Werthen von μ nicht passend. Aus Gl. (2) findet man h_1 und damit die erforderliche Höhe des Fachbaums (der Scheitellinie des Wehrdamms) über dem ursprünglichen Wasserspiegel $= h - h_1$.

Im Falle eines unvollkommenen Ueberfalles kann nach Bd. I, §. 138, Gl. (1) gesetzt werden:

$$\frac{Q_1}{b_1 \sqrt{2g}} = \mu_1 \left[(h + e + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + \mu_2 h_2 (h + e + k)^{\frac{1}{2}} \quad \ldots (3)$$

mit den obigen Bedeutungen von b_1, h, k, e, während h_2 die Höhe des Unterwasserspiegels nahe stromabwärts vom Wehrdamme über der Scheitellinie desselben bedeutet und den Coefficienten nach Weisbach die Werthe $\mu_1 = 0,53$ und $\mu_2 = 0,8$ beigelegt werden können. Aus dieser Gleichung ergiebt sich h_2 und damit die erforderliche Tiefe des Fachbaums unter dem ursprünglichen Wasserspiegel $= e + h_2$.

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

Die Anwendung der Gleichungen (2) und (3) zur Bestimmung der Fachbaumhöhe setzt die Stauhöhe h als gegeben voraus. Die Annahme der letzteren erfordert aber eine Prüfung ihrer Angemessenheit bezw. ihrer Zulässigkeit, die auf die Ermittelung derjenigen Entfernung $= s$ vom Wehr stromaufwärts gerechnet hinauskommt, wo die Stauhöhe, die am Wehr $= h$ ist, nur noch den kleineren Werth h^1 hat. Nach Bd. I, §. 133 ist diese Entfernung:

$$s = \frac{1}{\alpha}\left[h - h^1 + \left(ac - \frac{1}{g}\frac{u_0^2}{c^2}\right)\left(i^1 - i\right)\right] \quad \ldots \ldots (4).$$

Darin ist, während a, α, h, h^1, g bekannte Bedeutungen haben, und abgesehen zunächst von den mit i und i^1 bezeichneten Grössen, u_0 die mittlere Geschwindigkeit des ursprünglichen Flusses bei der Wassermenge Q_0 und

$$c = \left(\frac{k_0}{k}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ mit } k_0 = \frac{u_0}{\sqrt{a\alpha}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (5)$$

$$k = \frac{1}{n} \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{\alpha} x_m^3}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0,00155}{\alpha} x_m^3\right)\frac{1}{\sqrt{a + h_m}}} \quad \ldots \ldots (6).$$

In diesem Ausdrucke von k (mit der oben ebenso bezeichneten Geschwindigkeitshöhe nicht zu verwechseln) sind unter h_m und x_m die Mittelwerthe

$$h_m = \frac{h + h^1}{2} \text{ und } x_m = \frac{a + h_m}{a} \quad \ldots \ldots \ldots (7)$$

zu verstehen, während der Rauhigkeitscoefficient zwar näherungsweise nach den Angaben im vorigen §. angenommen werden könnte, doch besser durch die Gleichung

$$\frac{1}{n} = \frac{k_0 - m}{2} + \sqrt{\left(\frac{k_0 - m}{2}\right)^2 + \frac{mk_0}{\sqrt{a}}} \quad \ldots \ldots \ldots (8)$$

mit

$$m = 23 + \frac{0,00155}{\alpha} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9)$$

bestimmt wird. Was endlich die mit i und i^1 in Gl. (4) bezeichneten Grössen betrifft, so können sie einer in Bd. I, §. 133, S. 765 mitgetheilten Tabelle entnommen werden, worin zahlreiche sich entsprechende Werthe von

$$\frac{1}{x} \text{ und } i = \frac{1}{6} \ln \frac{x^2 + x + 1}{(x-1)^2} - \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{arcctg} \frac{2x + 1}{\sqrt{3}}$$

zusammengestellt sind. Hier ist

$$\frac{1}{x} = \frac{ac}{a+h}; \quad \frac{1}{x^1} = \frac{ac}{a+h^1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (10),$$

i der zu $\frac{1}{x}$, i^1 der zu $\frac{1}{x^1}$ gehörige Tabellenwerth. Uebrigens ist ein Flussbett mit ziemlich steilen Ufern und einem Wasserquerschnitte vorausgesetzt, dessen Breite gross im Vergleich mit der mittleren Tiefe ist.

Die für den Ober- und Untergraben (Längen $= l_1$ und l_2, Abhänge = den relativen Gefällen α_1 und α_2) anzunehmenden mittleren Wassergeschwindigkeiten u_1 und u_2 sind vor Allem durch die Erwägung bedingt, dass, je kleiner dieselben, desto kleiner auch α_1 und α_2, somit die Gefällverluste $h_1 = l_1 \alpha_1$ und $h_2 = l_2 \alpha_2$ ausfallen, desto grösser jedoch die erforderlichen Canalquerschnitte und damit die betreffenden Anlagekosten. In der Regel liegen diese Geschwindigkeiten zwischen 0,3 und 1,5 Mtr., sind aber auch von der Beschaffenheit der Canalwände und selbst unter Umständen von der Beschaffenheit des Wassers abhängig. In letzterer Hinsicht soll die mittlere Geschwindigkeit wenigstens 0,2 Mtr. betragen, wo das Absetzen von Schlamm, wenigstens 0,4 Mtr., wo das Absetzen von Sand zu befürchten ist. In ersterer Hinsicht wird, damit das Canalbett nicht merklich angegriffen werde, die Geschwindigkeit am Boden und an den Seitenwänden, nahezu also auch die mittlere Geschwindigkeit bei Canälen in sandigem Boden höchstens = 0,3 Mtr., in kiesigem Boden höchstens = 0,6 Mtr., in grobsteinigem Boden höchstens = 1,2 Mtr. für zulässig erachtet; durch Ausmauerung der Canäle können diese zulässigen Maximalgeschwindigkeiten beliebig erhöht werden.

Im Allgemeinen ist es angemessen, $u_2 > u_1$ anzunehmen, damit auch α_2 und $h_2 = l_2 \alpha_2$ grösser werde und so weniger leicht bei hohem Wasserstande im Flusse oder infolge des Wehrbaues eines stromabwärts etwa noch anzulegenden Nachbarwerkes eine wesentliche Hebung des Wasserspiegels im oberen Theile des Untergrabens bei der hydraulischen Maschine zu befürchten ist. Aus demselben Grunde ist, wie schon oben bemerkt wurde, eine solche Disposition empfehlenswerth, bei welcher $l_2 > l_1$ ist, und ist dann die gleichzeitige Wahl einer grösseren Geschwindigkeit im Untergraben, entsprechend einem kleineren Querschnitte desselben, um so passender, als dadurch die Kosten insbesondere dieses längeren Untergrabens verkleinert werden. In derselben Absicht, um dem Rückstau im Untergraben bei hohen Wasserständen des Flusses möglichst zu begegnen, kann man auch für diejenige (in der Regel kleinste oder mittlere) Wasser-

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

menge des Flusses, für welche die Anlage berechnet und unterworfen wird, den Untergraben so anordnen, dass der für ihn angenommenen mittleren Geschwindigkeit u_2 entsprechend sein Wasserspiegel an der Einmündung in den Fluss um einen gewissen Betrag h_4 höher liegen würde, als der Wasserspiegel des letzteren, um so mehr, je mehr der Wasserstand des Flusses veränderlich ist. Es wird dadurch das Gefälle h_4 preisgegeben, um einen grösseren Uebelstand zu vermeiden.

Durch die Geschwindigkeiten u_1 und u_2 sind mit Rücksicht auf das erforderliche Aufschlagwasserquantum $= Q$ Cubikmtr. pro Secunde die Wasserquerschnitte

$$F_1 = \frac{Q}{u_1} \text{ und } F_2 = \frac{Q}{u_2}$$

beider Canäle bestimmt. Die Querschnittsform ist in der Regel ein Trapez,, dessen schräge Seiten unter dem Winkel β gegen die Verticale geneigt sein mögen ($\mathrm{tg}\,\beta = 1$ im Durchschnitt bei Canälen in dichter Erde, $\mathrm{tg}\,\beta$ höchstens $= 0{,}5$ bei ausgemauerten Canälen). Die Wassertiefe t und das benetzte Querprofil p in solchem Falle ergeben sich, wenn die untere Breite $= nt$ angenommen wird (n etwa $= 2$ bis 4):

$$t = \sqrt{\frac{F}{n + tg\beta}} \text{ und } p = t(n + 2\sec\beta) \quad \ldots\ldots\ldots (11).$$

Bei hölzernen oder eisernen Gerinnen ist $\beta = 0$ und $n = 2$ das dem relativ kleinsten Widerstande entsprechende Verhältniss der Breite zur Tiefe t, welche hier mit der mittleren Tiefe einerlei ist.

Durch F und p ist der mittlere Radius $r = \frac{F}{p}$ bestimmt und dadurch das relative Gefälle

$$\alpha = \frac{1}{k^2}\frac{u^2}{r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (12),$$

wo k nach Ganguillet und Kutter gemäss Bd. I, §. 126 angenommen werden kann. Endlich ergeben sich die Canalgefälle

$$h_1 = l_1\,\alpha_1 \text{ und } h_2 = l_2\,\alpha_2.$$

Sofern übrigens bei dem Entwurf der Anlage das in den Canälen pro Secunde zu- und abzuführende Wasserquantum Q a priori nicht gegeben zu sein pflegt, vielmehr von dem disponibel bleibenden Gefälle H abhängt und dieses durch die Canalgefälle wesentlich mitbedingt ist, sind einstweilen für h_1 und h_2 angenäherte Werthe anzunehmen, etwa entsprechend

$$\alpha_1 = 0{,}0002 \text{ bis } 0{,}0004$$
$$\alpha_2 = 0{,}0005 \text{ bis } 0{,}001.$$

Endlich ist noch zu bedenken, dass ausser den besprochenen Gefällverlusten h_1, h_2, h_3, h_4 ein weiterer h_5 durch die Einlassschleuse am Anfange des Obergrabens veranlasst wird. Wenn unter den Umständen, welche dem Entwurf der Anlage zu Grunde liegen, die betreffende Durchlassöffnung $= A$ ist, die Geschwindigkeitshöhe des aufgestauten Wassers nahe vor der Einlassschleuse $= k$, so ist

$$Q = \mu A \sqrt{2g(h_5 + k)}; \quad h_5 = \frac{1}{\mu^2}\,\frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{A}\right)^2 - k$$

zu setzen, mit durchschnittlich etwa

$$A = 0{,}4\,F_1, \text{ also } \frac{Q}{A} = 2{,}5\,\frac{Q}{F_1} = 2{,}5\,u_1:$$
$$h_5 = \left(\frac{2{,}5}{\mu}\right)^2 \frac{u_1^{\,2}}{2g} - k.$$

Der Ausflusscoefficient μ dürfte ungefähr den Versuchen Bornemann's entsprechen, welche in Bd. I, §. 85 unter 3) besprochen wurden und welchen zufolge, da hier die Höhe der rechteckigen, bis zum Boden reichenden und ihrer Breite nach fast die ganze Wand einnehmenden Durchlassöffnung bei dem angenommenen Verhältnisse $A : F_1$ etwas grösser, als die Hälfte der Höhe des Unterwasserspiegels über der Mitte dieser Oeffnung sein wird, ungefähr $\mu = 0{,}8$ veranschlagt werden kann, so dass sich

$$h_5 = 9{,}8\,\frac{u_1^{\,2}}{2g} - k = 0{,}5\,u_1^{\,2} - k \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

ergiebt und schliesslich

$$H = H_0 - (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5).$$

Wenn der Obergraben nicht unmittelbar von einem fliessenden Gewässer aus gefüllt wird, sondern wenn mit Rücksicht auf die veränderliche Wasserführung des letzteren zu besserer Ausnutzung des Wassers dasselbe in einem Teiche (insbesondere z. B. gebildet durch eine vermittels eines Teichdammes hergestellte Thalsperre) angesammelt wird, so wird aus diesem das Wasser in den Obergraben durch ein meistens eisernes Rohr abgelassen, welches von der geneigten Innenwand des Teichdammes etwas unterhalb des niedrigsten Wasserstandes ausgeht und dessen Einmündung durch einen von der Dammkappe aus regierbaren Schieber regulirt werden kann. Der vorher mit h_5 bezeichnete Gefällverlust bedeutet

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

dann die Druckhöhe, welche zum Abflusse durch dieses Rohr aufzuwenden ist, bezogen auf den dem Entwurfe zu Grunde zu legenden niedrigsten Wasserstand im Sammelteiche, wobei die Einlassöffnung ganz frei ist während sie nur bei wachsendem Wasserstande mehr und mehr durch den Schieber verengt wird. Ist l die Länge, d die Weite des Ablassrohrs ζ der (nach Bd. I, §. 86 zu beurtheilende) Eintrittswiderstandscoefficient ungefähr $= 0{,}8$ bei einer Neigung von $45-50^0$ der Schieberfläche gegen die Rohraxe, λ der im Durchschnitt $= 0{,}025$ zu setzende Coefficient des Leitungswiderstandes, so gilt die Gleichung (Bd. I, §. 93):

$$\left(1+\zeta+\lambda\frac{l}{d}\right)\left(\frac{4Q}{\pi}\right)^2\frac{1}{d^4} = 2gh_5 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (14),$$

aus welcher bei übrigens gegebenen bezw. angenommenen Werthen der darin vorkommenden Buchstabengrössen h_5 oder d berechnet werden kann. —

Schliesslich mag nur noch bemerkt werden, dass, wenn das Gefälle sehr gross und das Terrain so beschaffen ist, dass der Obergraben nicht etwa längs eines Bergabhanges hin geführt werden kann, sondern zu seiner Anlage eine bedeutende Aufdämmung oder ein kostspieliger gemauerter Aquäduct erforderlich wäre, es vortheilhafter sein kann, für den Zuflusscanal eine Röhrenleitung zu substituiren. Auch kann es der Fall sein, dass nur an dem dem Werke gegenüberliegenden Flussufer ein geeigneter Bergabhang zur Anlage eines Zuführungscanals sich vorfindet, so dass zu dessen Weiterführung als Canal der Fluss durch einen Aquäduct überbrückt werden müsste. Statt dessen kann dann hier wenigstens auf dieser letzten Strecke eine Zuleitungsröhre u. U. vorgezogen werden u. s. f.

Das Gefälle, welches zur Bewegung des Wassers in einer solchen Röhre von der Länge l erfordert wird, ist analog h_5 nach Gl. (14) zu beurtheilen, nur dass hier der Summand 1 neben ζ und $\lambda\frac{l}{d}$ wegfallen kann, sofern die lebendige Kraft des in der Röhre fliessenden Wassers hier nicht verloren ist, sondern der hydraulischen Kraftmaschine zugute kommt. Wird der Durchmesser d der meistens gusseisernen Röhre einer mittleren Wassergeschwindigkeit $= 1$ Mtr. entsprechend gewählt, also

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = 1{,}13\sqrt{Q}$$

gesetzt, so ist der fragliche Gefällverlust

$$= \frac{1}{2g}\left(\zeta+\lambda\frac{l}{d}\right) = \frac{1}{2g}\left(\zeta+\frac{\lambda}{1{,}13}\frac{l}{\sqrt{Q}}\right)$$

oder mit $\lambda = 0{,}025$ sehr nahe

$$= \frac{\zeta}{20} + 0{,}0011 \frac{l}{\sqrt{Q}},$$

wobei, wenn besondere Widerstände ausser dem Eintrittswiderstande nicht vorkommen, $\frac{\zeta}{20} = 0{,}025$ gesetzt werden kann.

§. 11. Beispiel.

In der Nähe eines kleinen Flusses wird eine gewerbliche Anlage beabsichtigt, welche $N = 40$ Pferdestärken zu ihrem Betriebe erfordert. Dazu sei das Wasserbenutzungsrecht einer Strecke $AB = 2000$ Mtr. des Flusses mit der Bedingung vorhanden, dass durch etwaige Wasserbauten der Wasserspiegel bei A unter keinen Umständen, insbesondere nicht bei Hochwasser um mehr, als um $h^1 = 0{,}06$ Mtr. gehoben werden darf. Das Gefälle der ganzen Strecke sei $H_0 = 4$ Mtr., entsprechend dem mittleren relativen Gefälle:

$$\alpha = \frac{4}{2000} = 0{,}002.$$

Die Wassermenge Q_0 des Flusses, welche vorzugsweise von Quellen herrühre und deshalb verhältnissmässig wenig veränderlich sei, betrage (abgesehen von ganz ungewöhnlichen Zuständen) zwischen 3,5 und 6,5 Cubikmeter und sei im Mittel = 5 Cubikmeter. Bei dieser mittleren Wassermenge sei

die mittlere Tiefe $a = 0{,}5$ Mtr.,
die Breite $b = 10$ Mtr.,

also der Wasserquerschnitt $F = ab = 5$ Quadratmtr., die mittlere Geschwindigkeit $u_0 = \frac{Q_0}{F} = 1$ Sec. Mtr.

Gemäss dem vorigen §. ist nach Gl. (5) daselbst (alle hier angezogenen bezifferten Gleichungen ohne anderweitige Angabe beziehen sich auf den vorigen §.)

$$k_0 = \frac{u_0}{\sqrt{a\alpha}} = \frac{1}{\sqrt{0{,}001}} = 31{,}6$$

und nach (9):

$$m = 23 + \frac{0{,}00155}{0{,}002} = 23{,}8.$$

Somit ist $k_0 - m = 7{,}8$ und nach Gl. (8):

$$\frac{1}{n} = 3{,}9 + \sqrt{(3{,}9)^2 + \frac{23{,}8\,.\,31{,}6}{\sqrt{0{,}5}}} = 36{,}7$$

$$n = 0{,}0272,$$

einem ziemlich unebenen steinigen Flussbette entsprechend.

Zur Feststellung der Verhältnisse des natürlichen Flusses, insoweit sie bei der beabsichtigten Anlage in Betracht kommen, gehört noch die Angabe der mittleren Tiefen $= a_1$ und a^1 bei kleinster und grösster Wassermenge des Flusses. Dieselben können in Wirklichkeit durch Beobachtung gefunden worden sein, mögen aber hier mit Hülfe von Gl. (1) berechnet werden. Danach ist nämlich unter der Voraussetzung hinlänglich steiler Ufer, um die Breite als constant betrachten zu dürfen, die veränderte mittlere Tiefe

$$a - e = ax\left(1 - y\frac{a}{b}\right) = \frac{x}{2}\left(1 - \frac{y}{20}\right),$$

und zwar ergiebt sich hieraus a_1 oder a^1, jenachdem in den Ausdrücken von x und y unter Q_1 die kleinste oder grösste Wassermenge $= 3{,}5$ bezw. 6,5 Cubikmtr. verstanden wird. Indem dabei nach §. 9, Gl. (9)

$$\frac{B}{\sqrt{a}} = \frac{23{,}8\,.\,0{,}0272}{\sqrt{0{,}5}} = 0{,}915$$

gesetzt wird, findet man

$$a_1 = 0{,}42 \text{ Mtr.}, \quad a^1 = 0{,}58 \text{ Mtr.}$$

Da in Wirklichkeit mit der Wasserführung des Flusses und der entsprechenden Höhenlage der freien Oberfläche sich die Wasserbreite b etwas ändern kann, sind a_1 und a^1 richtiger nicht als die mittleren Wassertiefen bei kleiner und bei grosser Wassermenge, sondern als die betreffenden Wasserstände des Flusses zu bezeichnen, von derjenigen unter dem Winkel α geneigten Ebene aus gerechnet, für welche bei mittlerer Wassermenge der Wasserstand = der mittleren Tiefe $a = 0{,}5$ Mtr. ist. Jene Ebene heisse die mittlere Sohle des Flusses.

Unter der vorläufigen Voraussetzung, dass von dem totalen Gefälle $H_0 = 4$ Mtr. etwa $H = 3$ Mtr. als ein zum Betriebe disponibles Gefälle an der Stelle des Werks werde concentrirt werden können, wäre der dem ganzen Wasserquantum des Flusses entsprechende absolute Effect bei Niedrigwasser:

$$N_0 = \frac{1000\,.\,3{,}5\,.\,3}{75} = 140 \text{ Pferdestärken.}$$

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

Indem er für die verlangten $N = 40$ Nutzpferdestärken jedenfalls ausreichend ist, ist der Zustand des Flusses bei dieser kleinen Wassermenge dem Entwurf zu Grunde zu legen.

Es sei nun eine Flussstelle C in 500 Mtr. Entfernung stromabwärts vom oberen Ende A der Flussstrecke AB zur Anlage eines Wehrs und zur Abzweigung des Obergrabens mit Rücksicht auf die örtlichen Umstände geeignet; auch sei das Flussbett hinlänglich tief, um eine Stauhöhe von nahe

$$500\,\alpha = 1 \text{ Mtr.}$$

zu gestatten. Wie viel dieselbe thatsächlich etwa kleiner sein muss, ist dann nur von der Bedingung abhängig, dass unter keinen Umständen die Stauhöhe bei A grösser, als $h^1 = 0{,}06$ Mtr. sein soll. Einstweilen werde dieser Forderung bei Niedrigwasser Rechnung getragen, indem dabei versuchsweise die Stauhöhe h nahe oberhalb des Wehrs $= 0{,}9$ Mtr. angenommen und die Entfernung s stromaufwärts von dieser Stelle berechnet werde, in welcher die Stauhöhe auf $h^1 = 0{,}06$ Mtr. abgenommen haben wird. Bildete die freie Oberfläche des aufgestauten Wassers eine horizontale Ebene, so wäre

$$s = \frac{h - h^1}{\alpha} = \frac{0{,}84}{0{,}002} = 420 \text{ Mtr.}$$

Infolge der aufwärts concaven Krümmung jener Oberfläche ist s aber grösser, und es fragt sich, ob wenigstens < 500 Mtr.?

Nun ist nach (7) hier mit $a = a_1 = 0{,}42$:

$$h_m = \frac{0{,}96}{2} = 0{,}48 \text{ und } x_m = \frac{0{,}42 + 0{,}48}{0{,}42} = 2{,}143,$$

womit und mit $\frac{1}{n} = 36{,}7$ nach (6) gefunden wird:

$$k = 36{,}7 \frac{36{,}7 + 23 + 7{,}6}{36{,}7 + (23 + 7{,}6)\dfrac{1}{\sqrt{0{,}9}}} = 35{,}8$$

und mit $k_0 = 31{,}6$ nach (5):

$$c = \left(\frac{31{,}6}{35{,}8}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}920.$$

Ferner ist die mittlere Geschwindigkeit des Flusses bei Niedrigwasser:

$$u_0 = \frac{3{,}5}{0{,}42\,.\,10} = \frac{5}{6} \text{ Mtr. pro. Sec.}$$

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

und ergiebt sich damit nach (4):

$$s = 420 + 151\,(i^1 - i).$$

Nach (10) ist aber endlich

$$\frac{1}{x} = \frac{0{,}42\,.\,0{,}92}{0{,}42 + 0{,}9} = 0{,}293 \text{ und } \frac{1}{x^1} = \frac{0{,}42\,.\,0{,}92}{0{,}42 + 0{,}06} = 0{,}805,$$

welchen Werthen entsprechend

$$i = 0{,}0434 \text{ und } i^1 = 0{,}4281$$
$$s = 420 + 58 = 478 \text{ Mtr.}$$

gefunden wird. Die Stauhöhe bei A ist also $< 0{,}06$ Mtr., und es werde deshalb unter der (später zu prüfenden) Annahme, dass es auch bei Hochwasser der Fall sein werde, die Stauhöhe h an der Stelle des Wehrs bei Niedrigwasser $= 0{,}9$ Mtr., folglich der entsprechende Gefällverlust $h_3 = 0{,}1$ Mtr. angenommen.

Den örtlichen Umständen gemäss sei nun für das Werk eine solche Lage gewählt worden, dass danach die Längen des Ober- und des Untergrabens

$$l_1 = 200 \text{ Mtr. und } l_2 = 1000 \text{ Mtr.}$$

sich ergeben. Werden dann ihre relativen Gefälle vorläufig

$$\alpha_1 = 0{,}0003 \text{ und } \alpha_2 = 0{,}0007$$

angenommen, also die totalen Gefälle

$$h_1 = l_1\alpha_1 = 0{,}06 \text{ und } h_2 = l_2\alpha_2 = 0{,}70 \text{ Mtr.}$$

und wird die Summe der Gefällverluste h_4 und h_5 vorläufig $= 0{,}14$ gesetzt, so ist

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 0{,}76 + 0{,}1 + 0{,}14 = 1 \text{ Mtr.},$$

entsprechend $H = 4 - 1 = 3$ Mtr.

Als hydraulische Kraftmaschine werde eine solche in Aussicht genommen, deren Wirkungsgrad bei diesem disponiblen Gefälle nach sonstigen Erfahrungen zu $\frac{2}{3}$ veranschlagt werden kann; das Aufschlagwasserquantum, dessen sie benöthigt, um 40 Pferdestärken gewinnen zu lassen, ist dann bestimmt durch die Gleichung:

$$\frac{2}{3}\,\frac{1000\,Q\,.\,3}{75} = 40, \text{ woraus } Q = 1{,}5 \text{ Cubikmtr.}$$

folgt.

Die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten im Ober- und Untergraben seien jetzt mit Rücksicht auf die obwaltenden Umstände und auf die beabsichtigte Ausführungsart der Canäle endgültig

$$u_1 = 0,5 \text{ und } u_2 = 0,75 \text{ Mtr.}$$

festgesetzt, und es sei der in Aussicht genommenen Trapezform der Wasserquerschnitte entsprechend für beide Canäle

$$tg\,\beta = 0,5 \ (sec\,\beta = 1,118) \text{ und } n = 2,$$

d. h. die Breite an der Sohle = dem Doppelten, die obere Wasserbreite = dem Dreifachen der Tiefe. Dann sind die Inhalte der Wasserquerschnitte:

$$F_1 = \frac{1,5}{0,5} = 3 \text{ und } F_2 = \frac{1,5}{0,75} = 2 \text{ Quadratmtr.},$$

somit nach (11) die Wassertiefe, das benetzte Querprofil und der reciproke Werth des mittleren Radius für den Obergraben:

$$t_1 = \sqrt{\frac{3}{2,5}} = \sqrt{1,2} = 1,095 \text{ Mtr.}$$

$$p_1 = 1,095\,(2 + 2,236) = 4,638 \text{ Mtr.}$$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{p_1}{F_1} = 1,546$$

sowie für den Untergraben:

$$t_2 = \sqrt{\frac{2}{2,5}} = \sqrt{0,8} = 0,894 \text{ Mtr.}$$

$$p_2 = 0,894\,(2 + 2,236) = 3,787 \text{ Mtr.}$$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{p_2}{F_2} = 1,893.$$

Die endgültige Bestimmung der relativen Gefälle des in diesen Canälen fliessenden Wassers, also auch der Abhänge α_1 und α_2, womit die Sohlen derselben anzulegen sind, nach Gl. (12) erfordert die Kenntniss der betreffenden Coefficienten k_1 und k_2. Dieselben sind nach Bd. I, §. 126:

$$k_1 = \frac{A_1}{1 + \frac{B_1}{\sqrt{r_1}}} \text{ und } k_2 = \frac{A_2}{1 + \frac{B_2}{\sqrt{r_2}}},$$

unter A_1 und B_1, A_2 und B_2 Coefficienten verstanden, welche von den relativen Gefällen $\alpha_1 = 0,0003$ und $\alpha_2 = 0,0007$ sowie vom Rauhigkeitscoefficienten n abhängen. Was letzteren betrifft, so erscheine es mit Rücksicht auf die Ausführung der Canäle passend, hier A und B den arithmetischen Mitteln derjenigen Werthe gleich zu setzen, welche nach den Tabellen a. a. O. $n = 0,017$ (Canalwände von Bruchsteinen) und $n = 0,025$ (Canalwände von Erde) entsprechen, nämlich

$$A_1 = 77,6 \text{ und } B_1 = 0,591, \quad A_2 = 74,6 \text{ und } B_2 = 0,529.$$

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK
Baden-Württemberg

Damit ergiebt sich

$$\frac{1}{k_1} = 0{,}0224 \text{ und } \frac{1}{k_2} = 0{,}0232$$

sowie dann nach (12):

$$\alpha_1 = (0{,}0224 \,.\, 0{,}5\ )^2 \,.\, 1{,}546 = 0{,}00019 \qquad h_1 = 0{,}04$$
$$\alpha_2 = (0{,}0232 \,.\, 0{,}75)^2 \,.\, 1{,}893 = 0{,}00057 \qquad h_2 = 0{,}57.$$

Beide Gefälle sind kleiner, als vorläufig angenommen worden war, doch würde eine berichtigende Wiederholung der Rechnung nur dann in Frage kommen, wenn etwa auch für Q sich schliesslich ein erheblich von 1,5 verschiedener Werth ergeben sollte.

Der mit h_5 bezeichnete (der Wassermenge $Q_0 = 3{,}5$ Cubikmtr. des Flusses entsprechende) Höhenunterschied der Wasserspiegel beiderseits von der Einlassschleuse an der Abzweigungsstelle des Obergrabens vom Flusse dicht oberhalb des Wehrs ist nach (13) von der Geschwindigkeitshöhe k des aufgestauten Wassers daselbst abhängig, welche indessen sehr klein, nämlich mit Rücksicht auf die betreffende Wassertiefe

$$= a_1 + h = 0{,}42 + 0{,}9 = 1{,}32 \text{ Mtr.}$$

nur

$$k = \frac{1}{2g}\left(\frac{3{,}5}{1{,}32 \,.\, 10}\right)^2 = 0{,}0036 \text{ Mtr.}$$

ist. Nach (13) ergiebt sich also

$$h_5 = 0{,}5\,(0{,}5)^2 - k = 0{,}12 \text{ Mtr.}$$

Der Obergraben ist also mit dem Abhange α_1 seiner Sohle so anzulegen, dass letztere am oberen Ende um

$$h_5 + t_1 = 0{,}12 + 1{,}10 = 1{,}22 \text{ Mtr.}$$

unter dem aufgestauten Wasserspiegel, somit

$$1{,}32 - 1{,}22 = 0{,}10 \text{ Mtr.}$$

über der mittleren Flusssohle liegt. Der Untergraben würde mit dem Abhange α_2 seiner Sohle so anzulegen sein, dass letztere am unteren Ende um

$$t_2 - a_1 = 0{,}89 - 0{,}42 = 0{,}47 \text{ Mtr.}$$

unter der mittleren Flusssohle liegt, wenn es nicht vorzuziehen wäre, dieselbe hier

$$\frac{a_2 - a_1}{2} = 0{,}08 \text{ Mtr.}$$

höher, folglich nur 0,39 Mtr. unter die mittlere Flusssohle zu legen, um bei höheren Wasserständen des Flusses den Abfluss des Aufschlagwassers in demselben nicht zu sehr zu erschweren. Letzteres wird dann thatsächlich nur bei mittlerer Wasserführung des Flusses gleichförmig im

Untergraben abfliessen, bei kleinerer Wasserführung dagegen mit zunehmender, bei grösserer mit abnehmender Geschwindigkeit. Indem damit auch noch das Gefälle

$$h_4 = 0{,}08 \text{ Mtr.}$$

preisgegeben wird, ist schliesslich der ganze durch die Fassung des Wassers verursachte Gefällverlust:

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 0{,}04 + 0{,}57 + 0{,}1 + 0{,}08 + 0{,}12 = 0{,}91 \text{ Mtr.},$$

entsprechend einem zum Betriebe des Wassermotors disponibel bleibenden Gefälle

$$H = 3{,}09 \text{ Mtr.},$$

welches nur so wenig grösser, als das vorläufig zu 3 Mtr. angenommene ist, dass eine berichtigende Wiederholung der Rechnung entbehrlich erscheint; diesem etwas grösseren Gefälle H würde die Aufschlagwassermenge $Q = 1{,}5$ genau entsprechen, wenn der Wirkungsgrad η des Motors statt $\frac{2}{3} = 0{,}667$ nur

$$\frac{2}{3}\,\frac{3}{3{,}09} = 0{,}647$$

wäre.

Schliesslich bleibt noch die erforderliche Höhe des Wehrdammes an der Flussstelle C so zu bestimmen, dass er bei Niedrigwasser des Flusses die Stauhöhe $h = 0{,}9$ Mtr. ergiebt und $3{,}5 - 1{,}5 = 2$ Cubikmtr. Wasser pro Sec. überfliessen lässt. Zu dem Ende findet man zunächst aus Gl. (2), da das Wehr jedenfalls ein vollkommenes Ueberfallwehr sein muss, mit

$$Q_1 = 2,\ \mu_1 = 0{,}53,\ b_1 = b = 10 \text{ und } k = 0{,}0036$$

die (dort mit h_1 bezeichnete) erforderliche Höhe des aufgestauten Wasserspiegels über der Scheitellinie des Dammes $= 0{,}19$ Mtr. und damit die Höhe der letzteren über der mittleren Flusssohle

$$= 0{,}42 + 0{,}9 - 0{,}19 = 1{,}13 \text{ Mtr.}$$

Bei Hochwasser des Flusses muss die Wassermenge

$$Q_1 = 6{,}5 - 1{,}5 = 5 \text{ Cubikmtr.}$$

pro Sec. über den Wehrdamm fliessen; damit und mit übrigens denselben Buchstabenwerthen wie zuvor ergiebt sich jetzt die Höhe h_1 des aufgestauten Wasserspiegels über der Scheitellinie des Dammes $= 0{,}35$ Mtr., und folglich die Stauhöhe des bei Hochwasser 0,58 Mtr. tiefen Flusses

$$h = 0{,}35 + 1{,}13 - 0{,}58 = 0{,}9 \text{ Mtr.},$$

also innerhalb der Genauigkeitsgrenzen dieser Rechnung ebenso gross wie bei Niedrigwasser.

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg

Dagegen ist es fraglich, ob auch bei Hochwasser die Stauhöhe am oberen Ende der benutzten Flussstrecke bei A der Bedingung gemäss noch kleiner, als 0,06 Mtr., folglich ob die Flussstelle, wo bei Hochwasser die Stauhöhe $h^1 = 0,06$ Mtr. stattfinden wird, um weniger als 500 Mtr. vom Wehr bei C entfernt ist? Zur Prüfung dienen wieder die Gleichungen (4)—(10), in welchen aber jetzt

$$a = a^1 = 0,58 \text{ und } u_0 = \frac{6,5}{0,58 \, . \, 10} = 1,121$$

zu setzen ist, während es nur einen kleinen Fehler verursachen kann, wenn der frühere Werth des Coefficienten

$$c = \left(\frac{k_0}{k}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,92$$

hier beibehalten wird. So findet man nach (4):

$$s = 420 + 191\,(i^1 - i)$$

und weiter mit Rücksicht auf (10) und die betreffende Tabelle in Bd. I, §. 133, nämlich mit

$$\frac{1}{x} = \frac{0,58 \, . \, 0,92}{0,58 + 0,9} = 0,361 \qquad i = 0,0664$$

$$\frac{1}{x^1} = \frac{0,58 \, . \, 0,92}{0,58 + 0,06} = 0,834 \qquad i^1 = 0,4811$$

$$s = 420 + 79 = 499 \text{ Mtr.}$$

Die Wehrdammhöhe = 1,13 Mtr., entsprechend der Stauhöhe $h = 0,9$ Mtr. an der Flussstelle C, ist also in der That eben noch zulässig.

II. Wasserräder.*

§. 12. Einleitende Erklärungen.

Die wesentlichsten und besonders für die Theorie vorzugsweise in Betracht kommenden Theile eines Wasserrades sind seine Schaufeln (von Holz oder Eisenblech), welche zur unmittelbaren Aufnahme des Wasserdrucks dienen und welche, abgesehen von ihrer Dicke, als con-

* Es versteht sich von selbst, dass hier wie in den folgenden Abschnitten die bezügliche Litteratur vielfach benutzt worden ist, wenn es auch an den betreffenden Stellen nicht immer ausdrücklich gesagt wurde. Was insbesondere diesen von den Wasserrädern handelnden Abschnitt betrifft, so bezieht sich jene Bemerkung besonders auf die Schriften von Redtenbacher und auf G. Herrmann's Bearbeitung der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik von Weisbach.

BLB BADISCHE LANDESBIBLIOTHEK Baden-Württemberg