TECHNISCHE
VORTRÄGE UND ABHANDLUNGEN.

VIII.

# ALLGEMEINE BERECHNUNG
DER
# WASSER-,
# PROFILS- UND GEFÄLLS-VERHÄLTNISSE
FÜR
# FLÜSSE UND CANÄLE.

VON

DR. P. KRESNIK.

DIPLOMIRTER INGENIEUR, DOCENT AN DER K. K. HOCHSCHULE FÜR BODENCULTUR UND AN DER K. K. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN WIEN.

Mit 2 Holzschnitten.

PREIS 80 KR. = 1 MARK 50 PF.

WIEN.
SPIELHAGEN & SCHURICH,
VERLAGSBUCHHANDLUNG
I. KUMPFGASSE 7.

Die technischen Vorträge und Abhandlungen erscheinen in zwanglosen Heften und ist jedes Heft einzeln käuflich.

# ALLGEMEINE BERECHNUNG

DER

# WASSER-,

# PROFILS- UND GEFÄLLS-VERHÄLTNISSE

FÜR

# FLÜSSE UND CANÄLE.

VON


**DR. P. KRESNIK.**

DIPLOMIRTER INGENIEUR, DOCENT AN DER K. K. HOCHSCHULE FÜR BODENCULTUR UND AN DER K. K. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN WIEN.


Mit 2 Holzschnitten.


WIEN, 1886.

SPIELHAGEN & SCHURICH,

VERLAGSBUCHHANDLUNG

I. KUMPFGASSE 7.

# Vorwort.

Die vorliegende Arbeit ist namentlich aus dem Bedürfnisse nach einer exacten, directen Berechnung der Profils- und Gefällsverhältnisse von Wasserläufen hervorgegangen, das ich bei Abhaltung der constructiven Uebungen in der Verfassung culturtechnischer Projecte empfunden. Exact sind diese Rechnungen insoweit, als es dies die hierbei zu Grunde gelegten empirischen Geschwindigkeitsformeln sind. Diese letzteren von Darcy und Bazin, dann von Ganguillet und Kutter entsprechen aber thatsächlich den Beobachtungen mit jener Genauigkeit, welche in Anbetracht der vielen Störungen und Zufälligkeiten, denen die Bewegung des Wassers in natürlichen und künstlichen Gerinnen ausgesetzt ist, überhaupt erreichbar erscheint. Sämmtliche Probleme wurden sowohl mit der einen, als auch mit der andern der genannten Geschwindigkeitsformeln durchgeführt, um einerseits den verschiedenen Ansichten, wonach bald dieser bald jener Formel der Vorzug gegeben wird, gerecht zu werden, und um andererseits einen Vergleich zwischen den Resultaten aus jeder der beiden Formeln anstellen zu können. Dieser Vergleich, wie er aus den gerechneten Beispielen sich ergibt, zeigt, dass dieselben sehr gut übereinstimmen und dass die Differenzen sich lediglich aus der Ungenauigkeit der Rauhigkeitscoefficienten erklären lassen.

Es empfiehlt sich daher, bei praktischen Rechnungen jene von den innen entwickelten Alternativ-Gleichungen oder -Formeln zu benützen, welche einfacher und schneller zum Ziele führen.

Die in letzter Zeit veröffentlichten werthvollen Tabellen,[1]) welche für eine Reihe von Profilsdimensionen und Gefällsgrössen

---

[1]) W. R. Kutter: Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen. Berlin 1885.

die berechneten Werthe für die Wassermenge und die mittlere Geschwindigkeit enthalten, sind doch nur für beschränkte Fälle bei Canälen in Erde und bei solchen mit mässiger Geschiebsführung oder einigem Pflanzenwuchse benützbar. Für die Bestimmung von Fluss-Normalprofilen mit einfachem, trapezförmigen Querschnitte, sowie insbesondere bei Anwendung des Doppelprofils bleibt die Rechnung dennoch unvermeidlich. In letzterer Hinsicht dürfte namentlich die aufgestellte einfache Näherungsformel vortheilhaft sein.

Bei Ent- und Bewässerungscanälen hingegen wird in den wichtigsten Fällen deren Berechnung nach dem Principe des „vortheilhaftesten“ Profils erfolgen müssen. Für dieses sind hier die Formeln bis in die äussersten Consequenzen entwickelt worden, wie dies meines Wissens bisher noch nirgends geschehen.

Um zugleich die nöthigsten Anhaltspunkte für die Schätzung oder Bemessung jener Wassermengen zu bieten, auf welche die verschiedenartigsten Gerinne berechnet werden sollen, ist der diesbezügliche erste Abschnitt dem meritorischen Theile vorangestellt.

Möge diese Arbeit die beabsichtigte Erleichterung in der Berechnung der Wasser-Profils- und Gefällsverhältnisse bei Flussregulirungen und Canalanlagen gewähren und eine freundliche Aufnahme finden.

Wien, im April 1886.

Der Verfasser.

# I. Bestimmung der abzuführenden Wassermenge.

## A. Für Flüsse.

Bei Wasserläufen, welche den von ihrem Sammelgebiete herrührenden atmosphärischen Niederschlag ungestört, d. i. ohne Ueberschwemmungen zu verursachen, abführen sollen, muss das Querprofil der grösstmöglichen Abflussmenge entsprechen. Diese letztere ist aber nur in den seltensten Fällen aus thatsächlichen Beobachtungen bekannt. Zumeist ist man darauf angewiesen, dieselbe aus der Grösse des Niederschlags-, Regen- oder Einzugsgebietes, dann aus der grössten Regenhöhe und aus den Bodenverhältnissen, welche bald einen langsameren, bald einen rascheren Abfluss gestatten, einzuschätzen.

Vielfach wäre es auch nicht gerathen, einmal wirklich beobachtete Hochwassermengen auch bei späteren Profilsberechnungen ohne weiteres zu benützen, da im Laufe der Zeit solche Veränderungen in dem Culturbestande des Terrains eingetreten sein könnten, dass nun ein schnellerer Ablauf des Regens und demnach ein grösseres Hochwasser zu befürchten wäre. In diesem letzteren Sinne wirken namentlich die Entwaldungen und die damit verbundenen Entblössungen des Gebirgsbodens ungünstig. Dieselben sind in zweifacher Weise von üblem Einflusse: Erstens füllen sie das Gerinne durch plötzliche Wasseranschwellung und zweitens haben sie eine grosse Bildung von Geschieben im Gefolge, die einen beträchtlichen Theil des Bach- oder Flussbettes ausfüllen und somit dem eigentlichen Wasser das zugewiesene Querprofil verkleinern und es zum Austritte aus den Ufern zwingen.

Bei den Wildbächen und wildbachartigen Flüssen wird es daher vor allem nothwendig sein, der Erzeugung und dem Transporte des Geschiebes entgegen zu treten, um solcherart das Wassergerinne hiervon früher oder später nach Möglichkeit zu entlasten. Zugleich muss man aber auch bei den genannten Gewässern darauf Rücksicht nehmen, dass einerseits jenes Geschiebsmaterial, welches doch noch im Wasserlaufe verbleibt, von der gehörig kräftigen Strömung so weit fortgetrieben werde, bis es an irgend welcher Stelle unschädlich zur Ablagerung gelange; andererseits ist es aber gerathen, derartige Flussprofile mit einem entsprechend grösseren Fassungsraum anzuordnen, als dies für den Ablauf nur des blossen Wassers nöthig wäre.

1. Am einfachsten findet man den wahrscheinlichen Werth für das grösste Hochwasser eines Gerinnes, u. zw. **die specifische Hochwassermenge,** das ist die Hochwassermenge pro Quadratkilometer des Niederschlagsgebietes in Kubikmetern und pro Secunde, wenn man dieselbe interpolationsweise je nach der Grösse und Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes aus der nachstehenden Tabelle einschätzt, welche für eine Reihe von Strömen und Flüssen die diesbezüglich wirklich beobachteten Hochwassermengen enthält.

| Wasserlauf | Niederschlagsgebiet in $km^2$ = A | Specifische Hochwassermenge = W |
|---|---|---|
| Elbe bei Altengamm | 157.400 | 0·023 |
| Donau bei Wien | 100.000 | 0·050 |
| Loire unterhalb Tour | 59.000 | 0·203 |
| Rhein bei Kehl | 37.000 | 0·127 |
| Loire bei Nevers | 17.000 | 0·253 |
| Mur bei Graz | 7.650 | 0·142 |
| Rhein bei Rheineck | 6.660 | 0·41 |
| Rhone bei der Mündung in den Genfersee | 5.300 | 0·17 |
| Rhein bei der Tardisbrücke | 4.200 | 0·82 |
| Ombrone (Italien) | 4.200 | 0·47 |
| Aare bei Bern | 3.000 | 0·33 |
| Thure (Schweiz) | 1.720 | 0·8 |

| Wasserlauf | Niederschlagsgebiet in $km^2 = A$ | Specifische Hochwassermenge $= W$ |
|---|---|---|
| Tessin bei Bellinzona . . . . . | 1.400 | 1·8 |
| Iller bei Kempten. . . . . . . | 950 | 0·81 |
| Aare bei der Wylerbrücke, oberhalb Brienz . . . . . . . . | 520 | 0·97 |
| Bruna (Italien) . . . . . . . . | 490 | 2·07 |
| Töss bei Pfungen, unterhalb Nöffbach . . . . . . . . . . . . | 390 | 1·06 |
| Wienfluss bei Wien . . . . . . | 240 | 1·96 |
| Töss unterhalb Steinenbach . . | 99 | 1·68 |
| Allaciante (Toskana) . . . . . | 84 | 2·82 |
| Nolla (Schweiz) . . . . . . . . | 43 | 1·25 |

Man ersieht aus dieser Tabelle, wie sehr die specifischen Hochwassermengen verschieden sind, selbst wenn die Niederschlagsgebiete nur wenig von einander differiren. Dies hat seinen Grund einestheils in den äusserst ungleichartigen Boden- und meteorologischen Verhältnissen, ferner anderntheils darin, dass einige der obigen Zahlen wahrscheinlich noch nicht das grösste mögliche Hochwasser vorstellen.

Wenn man mit W die specifische Hochwassermenge eines Flusses bezeichnet, dessen Niederschlagsgebiet A Quadratkilometer messe, so erhält man, der vorigen Tabelle entsprechend, einen angenäherten Mittelwerth für W aus der Gleichung:

$$W = \frac{25}{\sqrt{A}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$

wobei für sehr grosse Gebiete A in der Nähe von und über 100.000 $km^2$ weniger, etwa bis zur Hälfte des so gerechneten Werthes, zu nehmen ist. Bei sehr kleinen Sammelgebieten ist es angezeigter, die unten entwickelte Gleichung 5) zu benützen. Die Formel 1) zeigt insbesonders noch die wichtige Beziehung, dass die entsprechenden Grössen W und W' zweier Wasserläufe, die gleichen Terrain- und meteorologischen Verhältnissen unterworfen sind, sich umgekehrt wie die Quadratwurzeln aus den zugehörigen Sammelgebieten A und A′ verhalten, dass also

$$\frac{W}{W'} = \frac{\sqrt{A'}}{\sqrt{A}} \text{ ist} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2$$

Dieser Ausdruck lässt sich mit ausreichender Genauigkeit vornehmlich auf solche Fälle anwenden, wenn die zugehörigen Niederschlagsflächen nicht zu sehr verschieden gross sind.

Die totale Wassermenge Q pro Secunde ist hierbei stets:

$$Q = A \,.\, W \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3$$

2. Bezüglich des Auftretens ausserordentlicher Hochfluthen ist die Beobachtung von Wichtigkeit, dass solche selten das Resultat eines kurzen und sehr starken Regens sind, sondern dass sie zumeist aus Regenfällen hervorgehen, welche längere Zeit andauernden, wenn auch durch kurze Pausen unterbrochenen Niederschlägen, d. i. sogenannten pluvialen Vorereignissen, folgen.[1]) Denn die letzteren sättigen schon den Boden derart mit Wasser und füllen die Luft so mit Feuchtigkeit, dass der nachherige Regen fast ohne Verluste durch Versickerung und Verdunstung, also in seiner ganzen Menge zum Abflusse in die Bäche und Flüsse gelangt.

Auf die Berechnung des totalen Hochwassers Q pro Secunde aus der maximalen Höhe h eines einzelnen Regens sind von Einfluss:

1. Die Zeitdauer T des fraglichen Regens.
2. Die Grösse und Lage des zugehörigen Regengebietes F.

Es seien für den Abfluss des Niederschlags vom nächsten Punkte a und von einem entfernteren Punkte b des Regengebietes bis zu dem betrachteten Punkte c des Wasserlaufes die Zeiten $T_a$, beziehungsweise $T_b$ nothwendig, ferner betrage die Sammelfläche zwischen a und b $F_{ab}$, und wenn der Punkt b derart bestimmt ist, dass der Zeitunterschied $(T_b - T_a) = T$ ist, so erscheint

$$Q = F_{ab} \times \frac{h}{T} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4$$

Die Fläche $F_{ab}$ ist im allgemeinen nur ein Theil des betreffenden Regengebietes F und nur bei einer gewissen längeren

[1]) Hierüber ist zu vergleichen: C. Sonklar, Von den Ueberschwemmungen. Wien, 1883.

Regendauer T rückt der Punkt $b_t$ bis ans äusserste Ende desselben Gebietes und es wird dann $F_{ab} = F$. [1])

Bei kleinen Gewässern kann leicht der Fall eintreten, dass gleichzeitig in deren ganzem Sammelgebiete A der maximale Niederschlag h so lange fällt, dass $F_{ab} = A$ wird; dann ist die specifische Hochwassermenge W derselben:

$$W = \frac{h}{1000} \times 1.000\,000 \, . \, \frac{1}{T} = 1000 \; \frac{h}{T} \quad . \quad . \quad (5$$

worin h in Millimetern und T in Secunden einzusetzen sind.

Für grössere Wasserläufe, bez. für grössere Einzugsgebiete kann man hingegen annehmen, dass in einem Theile desselben ein maximaler, im restlichen Gebiete aber nur ein mittlerer Regen sich ergiesse; während bei Strömen, u. zw. in der Nähe ihrer Endläufe, wo schon nahezu deren ganzes Niederschlagsgebiet in Betracht kommt, kaum vorausgesetzt werden kann, dass es auf der ganzen Fläche zu gleicher Zeit regne.

Einige Beobachtungsdaten über maximale Regengüsse sind in der nachfolgenden Tabelle verzeichnet:

| Ort | Zeit des Regens | Dauer des Regens | Regenhöhe totale in mm | Regenhöhe pro Stunde in mm | Regenhöhe pro Secunde × 1000 in mm |
|---|---|---|---|---|---|
| Marseille . . . | 21. Septemb. 1838 | 25 Minuten | 40·6 | 97 | 27 |
| Catskil a. Hudson | 26. Juli 1819 | 7½ Stunden | 457·2 | 61 | 17 |
| Breslau . . . . | 6. August 1858 | 2 Stunden | 94·7 | 47 | 13 |
| Salzwedel . . | 18. August 1862 | 2¾ Stunden | 78·3 | 28 | 8 |
| Berlin . . . . | 11. Juli 1858 | 14 Stunden | 66·7 | 5 | 1·4 |
| Pejo . . . . . | 15. Septemb. 1882 | 24 Stunden | 172 | 7 | 2·0 |
| Asiego . . . . | „ | 24 Stunden | 160 | 6·6 | 1·8 |
| „ . . . . . | 14.–17. Sept. 1882 | 2 Tage | 385 | 4·0 | 1·1 |
| Ober-Drauburg . | 28. October 1882 | 24 Stunden | 120 | 5·0 | 1·4 |
| „ . | 27.—28. October | 2 Tage | 200 | 4·2 | 1·2 |
| Raibl . . . . . | 28. October 1882 | 24 Stunden | 240 | 10 | 2·8 |
| „ . . . . . | 27.—28. October | 2 Tage | 385 | 8 | 2·2 |

[1]) Vergleiche: P. Klunzinger, Ueber die Beziehungen der Flussregulirungssysteme zu dem Verlaufe der Hochwässer. Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins. 1886, p. 10.

Die in der letzten Colonne geschriebenen Zahlen stellen zugleich die specifische Hochwassermenge W für den Fall vor, dass der Regen ohne Verluste abfliesst. Der ausserordentliche Regenguss von Marseille ergab sonach pro $km^2$ und Secunde die abnorme Quantität von 27 $m^3$!

Ein Zusammentreffen ungünstiger Umstände findet statt, wenn auf den mit Schnee bedeckten Boden ein starker warmer Regen fällt, der noch von einem Föhn (Südwind) begleitet ist; der unmittelbare atmosphärische Niederschlag wird dann noch durch die geschmolzene Schneemasse vermehrt. Die hieraus resultirende Abflussmenge lässt sich nur annäherungsweise ermitteln und bringt sehr grosse Hochfluthen hervor. Es entstanden also die verheerenden Anschwellungen der Drau und der Etsch im September 1882 dadurch, dass es am 13. schneite, worauf am 14. und 15. ein warmer, heftiger, den Schnee auflösender Regen fiel.

Die gefährlichen Frühjahrs-Hochwässer sind zumeist ein Product der raschen Schneeschmelze im Vereine mit grossen Regengüssen.

Hinsichtlich der Terrainformation eines Sammelgebietes ist vornehmlich der Unterschied zwischen dem gebirgigen und dem ebenen Theile desselben zu berücksichtigen. Im ersteren treten zwei Momente auf, die gemeinschaftlich zur Entstehung möglichst grosser Hochwässer beitragen: es ist nämlich im Gebirge vorerst der Regen in der Regel ein heftigerer und dann ist auch der Abfluss desselben ein schnellerer, während in der Ebene diese beiden Umstände eine Verminderung erfahren. In diesem Sinne stellte Possenti eine Formel auf für die Berechnung der totalen secundlichen Hochwassermenge Q in $m^3$ eines Flusses [1], u. zw.

erscheint $Q = k \frac{h}{l} \left(a + \frac{b}{3}\right)$; . . . . . . . . . . (6

hierin bedeutet:

a die Fläche des Niederschlagsgebietes im Gebirge, in $km^2$;
b " " " " in der Ebene, in $km^2$;

[1] Sul compimento delle opere di bonificazione etc. nelle Maremme Toscane per A. Baccarini, p. 50.

h die grösste Regenhöhe in 24 Stunden, in *m*;
l die Länge des betreffenden Flusslaufes, in *km*;
k einen constanten Coefficienten, welcher von Possenti auf 700 berechnet wurde.

Nach dieser Formel liefert der ebene Theil eines Einzugsgebietes unter sonst gleichen Umständen nur $\frac{1}{3}$ so viel Abflussmenge als der gebirgige.[1]

## B. Für Entwässerungscanäle.

Während bei einem natürlichen Wasserlaufe das Querprofil desselben, beziehungsweise dessen Fassungs- oder Abflussvermögen im allgemeinen auch für das grösstmögliche Hochwasser hinreichen muss, genügt es bei den speciellen Entsumpfungs- oder Entwässerungscanälen, dass sie in der Regel nur das gewöhnliche Hochwasser ungestört abzuführen vermögen, so dass hierbei ausserordentliche Hochfluthen, welche erst nach vielen Jahren wiederkehren, zum Theile über die Ufer austreten. Diese Nachsicht in der Profilsbestimmung des Canales ist aus dem Grunde gerechtfertigt, da es sich empfiehlt, die diesbezüglichen Anlagekosten auf das zulässig geringste Maass zu reduciren. Denn die Nachtheile, welche durch eine zeitweilige Ueberschwemmung von Seite eines Entsumpfungscanals oder vielmehr durch nicht alsogleiches Abfliessen des auf die Sumpffläche gelangten Wassers entstehen, werden in vielen Fällen weniger schwerwiegend sein, als die Mehrkosten, welche die extreme Vergrösserung des Canalquerprofils verursachen und die das Entsumpfungsunternehmen dauernd belasten würden.

Brauchbare und der Erfahrung entsprechende Werthe erhält man für die grösste specifische (d. i. pro $km^2$ und Secunde in $m^3$ berechnete) Wassermenge W eines Entwässerungs-

---

[1]) Bezüglich Calculation der Wassermengen sind zu vergleichen: Iszkowski: Inductions-Formeln zur Ermittlung von Normal- und Hochwassermengen etc.; Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1884, p. 25. Lueger: Die Entstehung und der Verlauf von Hochfluthen; Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1885, p. 77. Vodička: Ermittlung der Hochwassermengen etc. Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1882, p. 227.

canales, wenn man voraussetzt, dass von einem maximalen in der betreffenden Gegend pro 24 Stunden beobachteten Regen, dessen Höhe gleich $h_t$ Millimeter sei, 50% während desselben Zeitraumes gleichmässig abfliessen.

Es ergibt sich dann $W = \frac{50}{100} \cdot \frac{h_t}{1000} \cdot \frac{1000 \,.\, 1000}{24 \,.\, 60 \,.\, 60}$ oder

$$W = 0\cdot006\, h_t \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7$$

Für Entsumpfungscanäle und Gräben auf ebenem, wenig geneigten Terrain, von welchem somit der Wasserabfluss ein langsamerer ist, lässt sich auch die, namentlich für die Drainage zuerst von Vincent angewandte Berechnungsmethode vortheilhaft anwenden. Hiernach ist die grösste Abflussmenge aus der maximalen monatlichen Regenhöhe $h_m$ (in Millimetern) unter der Annahme zu bestimmen, dass dieser gesammte Niederschlag in der halben Zeitdauer, d. i. in 15 Tagen zum Abfluss gelange. Demzufolge ist die specifische Wassermenge gleich

$$W = \frac{h_m}{1000} \cdot \frac{1000 \,.\, 1000}{15 \times 24 \times 60 \times 60} \quad \text{oder}$$

$$W = 0\cdot0008\, h_m \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8$$

Für einige nachbenannte Orte sind die grössten monatlichen Regenhöhen $h_m$ gleich:

| | |
|---|---|
| Wien . . . . . | 138 *mm* |
| Linz . . . . . | 195 „ |
| Bludenz . . . . | 196 „ |
| Görz . . . . | 396 „ |
| Knin . . . . . | 176 „ |
| Agram . . . . . | 266 „ |
| Graz . . . . . | 234 „ |
| Mannheim . . . . | 175 „ |

## C. Für Bewässerungscanäle.

Bei Bodenbewässerungen ist die hierzu verwendete Wassermenge je nach dem Klima, den Cultur- und Bodenverhältnissen und schliesslich je nach der Quantität des zur Verfügung stehenden Wassers sehr verschieden.

Im Durchschnitte rechnet man für die Feldbewässerung und für die anfeuchtende Bewässerung der Wiesen eine continuirliche Wassermenge von 1 Liter pro Hektar und Secunde, während für die düngende Bewässerung der Wiesen 10 bis 30 Liter und darüber pro Hektar und Secunde verwendet werden.

Hinsichtlich der Wassermenge, welche unter der obigen Voraussetzung die Bewässerungscanäle und -Gräben zu führen haben, sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Der Hauptbewässerungscanal oder ein Zuführungscanal erster Ordnung eines grösseren Bewässerungsgebietes, welche während der ganzen (halbjährigen) Wässerungsperiode stetig das Wasser leiten und dasselbe auch ununterbrochen bald dem einen, bald dem andern Theile des totalen Bewässerungsgebietes abgeben, müssen die Wassermenge $Q = \frac{A \, . \, w}{1000}$ (in Kubikmetern) . (9

pro Secunde führen, wenn A (in Hektaren) die ganze, zum bezüglichen Canale gehörige Bewässerungsfläche und w (in Litern) das continuirliche Wässerungsquantum pro Hektar und Secunde (z. B. 1 Liter, wie oben) vorstellt.

2. Die Canäle und Gräben kleinerer Bewässerungscomplexe, sowie jene 2., 3. u. s. w. Ordnung bei grossen Bewässerungsgebieten leiten das Wasser in der Regel nicht continuirlich, sondern nur periodisch, d. i. nach Ablauf je eines Zeitraumes oder einer Rotation T (in Tagen) und zwar jedesmal während einer kürzeren Dauer t (in Tagen) auf die zugehörige Bewässerungsfläche a (in Hektaren). In diesem Falle muss die ganze Wassermenge, welche in der Zeit T mit w Liter pro Hektar und Secunde continuirlich zufliessend gedacht wird, innerhalb der Zeit t aufgebracht werden. Es ist somit die Wasserführung q (in Kubikmetern pro Secunde) des Canals oder Grabens:

$$q = \frac{\frac{w}{1000} \, T \, . \, 24 \, . \, 60 \, . \, 60 \, . \, a}{t \, . \, 24 \, . \, 60 \, . \, 60} = \frac{a w \, T}{1000 \, . \, t} \quad . \quad . \quad . \quad (10$$

Die Zeit T, nach welcher die anfeuchtende Bewässerung der nämlichen Bodenfläche wiederholt wird, beträgt gewöhnlich je nach den localen Verhältnissen eine bis zwei Wochen.

Ist das in continuirlicher Rotation zu bewässernde Gebiet von der Ausdehnung A (in Hektaren) in

$$n = \frac{T}{t} = \frac{A}{a} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11$$

nahezu gleich grosse Abtheilungen getheilt, so steht einer solchen Abtheilung während der thatsächlichen Wässerungszeit t die totale, secundliche Wassermenge Q zur Benützung, denn es ist hierbei die Abtheilungsfläche $a = \frac{A}{n} = \frac{A \cdot t}{T}$, dies in die (Gl. 10) gesetzt, gibt $q = \frac{A \cdot w}{1000} = Q$ gemäss Gl. 9)

Hierbei ist die Wässer- oder Rieselzeit t (bei anfeuchtender Bewässerung) für die Zuführungs- und Haupt-Vertheilungsgräben eine verhältnismässig längere, für die Neben-Vertheilungsgräben und Rieselrinnen hingegen reducirt sich dieselbe bis auf wenige- und selbst auf Bruchtheile von Stunden. Aus der letzteren Bedingung resultirt das mehr oder minder häufige „Umstellen“ der Wässerung; nur hierdurch ist es möglich, je nach der Grösse von a, w und T (Gl. 10) in der Rieselrinne eine solche secundliche Wassermenge q zu erzielen, bei welcher überhaupt erst ein gleichmässiges Ueberschlagen und Rieseln des Wassers auf dem Boden stattfinden kann. Zu diesem Behufe dürfte im allgemeinen die faktische Rieselmenge kaum unter 100 Liter pro Hektar und Secunde sinken.

## Beispiel.

Ein Wiesencomplex von 10 Hektaren soll mit einer continuirlichen Wassermenge von 2 Liter pro Hektar und Secunde aber nur wöchentlich einmal (während eines Tages von 24 Stunden) zur Anfeuchtung bewässert werden.

Dem unter 2) behandelten Falle gemäss muss zu diesem Behufe der Hauptzuführungscanal nach Gleichung 10), da hier $a = 10$, $w = 2$, $T = 7$ (eine Woche), $t = 1$ (24 Stunden) ist, die secundliche Wassermenge $q = \frac{10 \cdot 2 \cdot 7}{1000 \cdot 1} = 0{\cdot}14 \ m^3$ führen. Dieses Wasserquantum fliesse nacheinander in einem der 5 Zubringer, so dass es in jedem der letzteren während der Zeit $t = \frac{1}{5}$ Tag sich befinde und zugleich einer Abtheilungsfläche von $a = \frac{10}{5} = 2$ Hektaren zu Gute komme. Aus jedem Zubringer sollen nun im Ganzen 8 Vertheilungsgräben u. zw. je 2 zu gleicher Zeit gespeist werden, so dass auf einen der letzteren die Wassermenge von $\frac{0 \cdot 14}{2} = 0 \cdot 07\ m^3$ pro Secunde während der Zeitdauer $t = \frac{1}{5} : \frac{8}{2} = \frac{1}{20} = 0 \cdot 05$ Tage für eine Fläche von durchschnittlich $\frac{2}{8} = 0 \cdot 25$ Hektar entfalle. Indem endlich angenommen werde, dass von jedem Vertheilungsgraben 5 Bewässerungsrinnen (Rieselrinnen) abzweigen, aus welchen das Wasser gleichzeitig überschlage, so hat eine Rinne an ihrem Anfange die secundliche Wassermenge $q = \frac{0 \cdot 07}{5} = 0 \cdot 014\ m^3$ zu führen, welche unter der Voraussetzung einer mehr oder minder gleichmässigen Eintheilung über eine Fläche von $\frac{0 \cdot 25}{5} = 0 \cdot 05$ Hektaren in der Zeit von 0·05 Tagen = 1·2 Stunden rieseln soll.

Setzt man zur Probe in die Gl. 10) $a = 0 \cdot 05$, $w = 2$, $T = 7$, $t = 0 \cdot 05$, so erhält man als $q$ für die Rieselrinne ebenfalls $0 \cdot 014\ m^3$.

Sollte beispielsweise derselbe Wiesencomplex von 10 Hektaren unter sonst gleichen Bedingungen in 7 tägiger Rotation continuirlich bewässert werden, so braucht der Hauptzuführungscanal nach Gl. 9) nur die Wassermenge $Q = \frac{10 \cdot 2}{1000} = 0 \cdot 02\ m^3$ zu fassen. Diese Wassermenge würde eben hinreichen, um eine Fläche von etwa 0·1 Hektar auf einmal zu berieseln.

Der ganze Komplex müsste somit nach Gl. 11) in $n = \frac{10}{0 \cdot 1} = 100$ solche Flächen abgetheilt sein. Auf jede solche Abtheilung würde gemäss der Gleichung $n = \frac{T}{t}$ oder $t = \frac{T}{n}$ die Rieselzeit durchschnittlich $t = \frac{7}{100} = 0{\cdot}07$ Tage, gleich $0{\cdot}07 \times 24 = 1{\cdot}68$ Stunden betragen.

Würden nun auf eine Abtheilung von 0·1 *ha* 3 Rieselrinnen kommen, so hätte jede $\frac{0{\cdot}02}{3} = 0{\cdot}0066\ m^3$ zu führen.

## II. Allgemeiner Fall für die Berechnung des Querprofils.

### A. Einfaches Trapezprofil.

Ist für einen Wasserlauf die secundliche Wassermenge Q bekannt, welche derselbe im Maximum abführen soll, und deren Grösse entweder aus directen Beobachtungen bekannt ist oder sich aus dem Vorgehenden annähernd ermitteln lässt, so ist im allgemeinen für denselben eine unendliche Anzahl von Querprofilen möglich; denn dieselbe Wassermenge könnte in beliebig tiefen Schichten zum Abfluss gebracht werden, welchen Wasserschichten dann wohl auch verschiedene Breiten und mittlere Strömungsgeschwindigkeiten entsprechen würden.

Sind ausser der Abflussmenge Q aber noch zwei weitere auf den Wasserlauf bezügliche Grössen gegeben, so erscheint die Aufgabe, nämlich die Berechnung des zugehörigen Querprofils des Flusses, vollkommen bestimmt. In der Regel ist nebst Q noch das relative Gefälle J aus den Terrainverhältnissen bekannt und die mittlere Geschwindigkeit v vorgeschrieben. Die letztere Grösse *v* ist nicht gänzlich willkürlich; sie kann wohl von Null angefangen beliebig wachsen, aber nur bis zu einem gewissen Maximalwerthe, welcher bei gleichzeitiger Geltung der beiden andern Daten Q und J nicht überschritten werden kann.

Die Grundformel für die Beziehung zwischen der Wasserbewegung und dem Querprofile ist:

$$Q = F \,.\, v \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12$$

$$\text{oder } v = \frac{Q}{F} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12a$$

worin noch F die Fläche des Wasserprofils oder die sogenannte benetzte Querschnittsfläche bedeutet.

Zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit v eignen sich besonders die empirischen Formeln von Darcy und Bazin, sowie von Ganguillet und Kutter.

1. Nach Darcy und Bazin erscheint:

$$v = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \cdot \sqrt{R\,J} \text{ oder } v = R \sqrt{\frac{J}{\alpha R + \beta}} \quad \ldots \quad (13$$

worin ausser den bereits bekannten Grössen noch R den mittleren Profilsradius, hydraulischen Radius oder die mittlere Wassertiefe, u. zw.

$$R = \frac{F}{u}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14$$

wobei u gleich ist dem benetzten Umfange des Querprofils (gleich dem Umfange des Wasserprofils, weniger der Wasserspiegelbreite), dann $\alpha$ und $\beta$ Rauhigkeitscoefficienten vorstellen.

Die Werthe der letzteren für verschiedene Beschaffenheiten des Wasserbettes sind:

| Material und Beschaffenheit des Canal- oder Flussbettes | $\alpha$ | $\beta$ |
|---|---|---|
| I. Gehobeltes Holz oder Cement . | 0·00015 | 0·0000045 |
| II. Nicht gehobeltes Holz, Bertter . | 0·00019 | 0·0000133 |
| III. Bruchstein-Mauerwerk . . . | 0·00024 | 0·00006 |
| IV. Erde . . . . . . . . . | 0·00028 | 0·00035 |
| V. Gerinne in Erde mit Gerölle . | 0·00040 | 0·0007 |

Die betreffenden Coefficienten für die ersten vier Kategorien, I bis IV, rühren von Darcy und Bazin her, während jene für die Kategorie V aus den Zusammenstellungen Kutters ermittelt sind.

Aus der Formel 13) lässt sich vorerst

$$R = \frac{v}{2J}\left[\alpha v + \sqrt{(\alpha v)^2 + 4\,\beta J}\right] \quad \ldots \quad (15$$

bestimmen.

Ferner erhält man aus 12) die Profilsfläche

$$F = \frac{Q}{v} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16$$

und aus der Definition für R. (Gl. 14) den benetzten Umfang

$$u = \frac{F}{R} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17$$

Setzt man nun ein trapezförmiges Querprofil mit der Sohlenbreite b, der Wassertiefe t, dem beiderseits gleich grossen Böschungswinkel $\varphi$ (Neigung der Canal- oder Flussböschung gegen die Horizontale) voraus, so lässt sich mittelst der beiden folgenden, aus der Trapezfigur entspringenden Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} F &= t\,(b + t \operatorname{ctg} \varphi) \text{ und} \\ u &= b + \frac{2\,t}{\sin \varphi}, \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17a$$

einfach

$$t = \frac{c^2}{2}\left[u - \sqrt{u^2 - \frac{4}{c^2}\,F}\right] \quad . \quad . \quad . \quad (18$$

berechnen. Hierin ist der Kürze halber

$$c = \sqrt{\frac{\sin \varphi}{2 - \cos \varphi}}\ ^{1)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18a$$

Ist t bekannt, so ergibt sich aus jeder der beiden Hilfsgleichungen die Sohlenbreite b zu:

$$b = \frac{F}{t} - t \operatorname{ctg} \varphi \quad \text{oder } b = u - \frac{2\,t}{\sin \varphi} \quad . \quad . \quad (19$$

Aus der Formel 18) ist zu ersehen, dass unter gewissen Bedingungen die Differenz unter der Quadratwurzel negativ, also der Werth von t imaginär werden kann; in diesem Falle ist eben die Aufgabestellung bei gleichzeitigem Bestehen der drei gegebenen Grössen Q, J und v eine unmögliche.

Die Grenze für einen reellen Werth von t ist erreicht, wenn

$$u^2 - \frac{4}{c^2}\,F = 0 \text{ wird.}$$

---

[1]) Für verschiedene Böschungswinkel berechnete Werthe von $c$, $\frac{c^2}{2}$ und $\frac{4}{c^2}$ sind in der Tabelle auf Seite 32 enthalten.

Setzt man für u den Werth aus Gl. 17) ein, so erscheint:

$$\frac{F^2}{R_1^2} - \frac{4}{c^2} F = 0;$$

hieraus folgt

$$R_1 = \frac{c}{2} \sqrt{F} = \frac{c}{2} \sqrt{\frac{Q}{v}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20$$

Die diesbezügliche Aufgabe ist erfüllbar, d. i. die Berechnung eines entsprechenden Querprofiles ist möglich, so lange der aus der Formel 15) sich ergebende Werth von R nicht grösser wird, als der aus der Bedingungsgleichung 20) berechnete.

Beispiel.

Ein Entsumpfungscanal soll bei einem Gefälle von 1 pro mille eine Hochwassermenge von 80 $m^3$ pro Secunde mit 1·8 *m* secundl. Geschwindigkeit[1]) abführen. Welche Dimensionen muss zu diesem Behufe das Wasser-Querprofil erhalten, wenn der Canal mit 1½ füssigen Böschungen ($\operatorname{ctg} \varphi = 1{\cdot}5$) in gewöhnlichem Erdboden erstellt wird, wofür, der IV. Kategorie (S. 13) nahezu entsprechend, die Rauhigkeitscoefficienten

$$\alpha = 0{\cdot}0003 \text{ und } \beta = 0{\cdot}0004 \text{ seien?}$$

Es ergibt sich aus Gl. 15 :

$$R = \frac{1{\cdot}8}{2 \, . \, \frac{1}{1000}} \left[ 0{\cdot}0003 \, . \, 1{\cdot}8 + \sqrt{(0{\cdot}0003 \, . \, 1{\cdot}8)^2 + 4 \, . \, 0{\cdot}0004 \, . \, \frac{1}{1000}} \right]$$

d. i.

$$R = 1{\cdot}723.$$

Aus der Bedingungsgleichung 20) folgt aber

$$R_1 = \frac{0{\cdot}690}{2} \sqrt{\frac{80}{1{\cdot}8}} = 2{\cdot}30 \ m$$

Da $R_1 > R$ ist, so ist die gemachte Annahme zulässig

---

[1]) Bei Annahme von $v = 2{\cdot}5$ *m*, wird aus Gl. 15) $R = 2{\cdot}77$ *m*, während aus Gl. 20) $R_1 = 1{\cdot}95$ *m* erscheint; es wäre somit dieselbe Geschwindigkeit von 2·5 *m* in diesem Falle nicht möglich.

Ferner erhält man aus Gl. 16):

$$F = \frac{80}{1{\cdot}8} = 44{\cdot}444 \; m^2, \text{ aus Gl. 17):}$$

$$u = \frac{44{\cdot}444}{1{\cdot}723} = 25{\cdot}735 \; m, \text{ aus Gl. 18):}$$

$$t = \frac{0{\cdot}476}{2}\left[25{\cdot}735 - \sqrt{(25{\cdot}735)^2 - \frac{4}{0{\cdot}476} \,.\, 44{\cdot}444}\right] \text{ oder}$$

$$t = 2{\cdot}080 \; m, \text{ zuletzt aus Gl. 19):}$$

$$b = \frac{44{\cdot}444}{2{\cdot}080} - 2{\cdot}080 \,.\, 1{\cdot}5 = 18{\cdot}246 \; m.$$

2. Will man die allgemeine Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter der Profilsberechnung zu Grunde legen, so ist der Rechnungsgang dem unter 1) dargestellten analog.

Die genannte Formel lautet:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{\cdot}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{\cdot}00155}{J}\right) n \frac{1}{\sqrt{R}}} \,.\, \sqrt{R\,J} \quad . \quad . \quad (21$$

Hierin stellt, ausser den bekannten Grössen J und R, n den Rauhigkeitscoefficienten vor, welcher folgende Werthe annimmt:

| Kategorie | Beschaffenheit des Canal- oder Flussbettes | $n$ von | $n$ bis | $n$ im Mittel | $\frac{1}{n}$ von | $\frac{1}{n}$ bis | $\frac{1}{n}$ im Mittel |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | Gehobeltes Holz oder Cement . | 0·0085 | 0·0110 | 0·010 | 118 | 91 | 100 |
| II | Nicht gehobeltes Holz, Bretter . | 0·0110 | 0·0130 | 0·012 | 91 | 77 | 83 |
| III | Aus Brettern mit Abfluss-Erschwerungen. . . . . . . . | 0·0130 | 0·0215 | 0·017 | 77 | 46 | 59 |
| IV | Quader- oder Ziegelmauerwerk. | 0·0120 | 0·0200 | 0·016 | 83 | 50 | 63 |
| V | Bruchsteinmauerwerk. . . . . | 0·0140 | 0·0220 | 0·018 | 71 | 45 | 56 |
| VI | Erde mit gemauerten Seitenwänden . . . . . . . . . . | 0·0180 | 0·0300 | 0·024 | 56 | 33 | 42 |
| VII | Ganz in Erde . . . . . . . . | 0·0200 | 0·0400 | 0·030 | 50 | 25 | 33 |
| VIII | Mit Geschiebe . . . . . . . . | 0·0200 | 0·0600 | 0·040 | 50 | 17 | 25 |

Setzt man der Kürze halber:

$$\left.\begin{array}{r} 23 + \frac{1}{n} + \frac{0 \cdot 00155}{J} = p \\ \left(23 + \frac{0 \cdot 00155}{J}\right) n = q \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (22$$

so wird:

$$v = \frac{p\, R \sqrt{J}}{q + \sqrt{R}} \quad \ldots\ldots \quad (22a$$

Hieraus berechnet sich:

$$\sqrt{R} = \frac{v + \sqrt{v^2 + 4\, vpq \sqrt{J}}}{2\, p \sqrt{J}} \quad \ldots \quad (23$$

Es tritt nun diese Formel 23) gleichsam an Stelle der Gl. 15), so dass jetzt ebenso wie früher aus den Gl. 16), 17), 18) und 19) die Abmessungen des Querprofils sich ergeben.

Beispiel.

Für die gleichen Daten wie im vorigen Beispiele (S. 15) und bei Annahme beider Grenzwerthe des Rauhigkeitscoefficienten für Gerinne in Erde (Kateg. VII), d. i. für $n = 0 \cdot 02$, und $n = 0 \cdot 04$, erhält man aus Gl. 23) $R = 1 \cdot 22$, beziehungsweise $R = 3 \cdot 17$. Dieses Resultat stimmt mit jenem $R = 1 \cdot 723$ (S. 15) insofern sehr gut überein, als die letztere, aus der Bazin'schen Formel berechnete Zahl nahezu in der Mitte zwischen den beiden nach der Kutter'schen Formel bestimmten Grenzwerthen von R liegt.

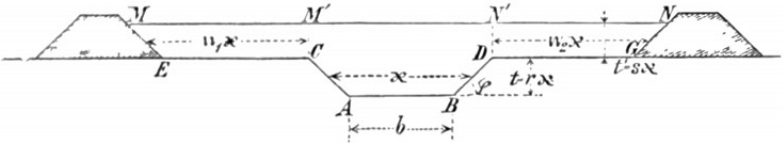
## B. Das Doppelprofil.

Bei wildbachartigen Flüssen ist der Unterschied zwischen dem Mittel- und dem gewöhnlichen Hochwasser einerseits und dem extremen Hochwasser andererseits ein sehr grosser. Sollten diese ausserordentlich verschiedenen Wassermengen in dem nämlichen einfachen, trapezförmigen Querprofile abfliessen, so müsste dieses in irgend einer Hinsicht ungünstig sein. Denn wäre das Profil, beziehungsweise die Sohlenbreite, dem gewöhnlichen Hochwasserquantum eben entsprechend bestimmt, wobei die resultirende Strömungsgeschwindigkeit das Geschiebe fortführen könnte, ohne zugleich das Flussbett sonderlich anzugreifen, so würde dasselbe Profil für das grösste Hochwasser zu eng, die Wassertiefe zu beträchtlich und die Geschwindigkeit zu gross werden. Hätte man im umgekehrten Falle das Querprofil der grössten Wassermenge angemessen berechnet, so träten beim gewöhnlichen Hoch- und Mittelwasser schädliche Geschiebs- und Schlammablagerungen und somit Flussbetterhöhungen auf.

Analoge Uebelstände würden auch bei grossen Strömen vorkommen, sofern bei diesen nur ein Trapez-Profil zur Anwendung käme, da hier das Hochwasser doch dem Quantum nach, wenn auch nicht im Verhältnisse, das Mittelwasser bedeutend überragt.

Den vorbeschriebenen Nachtheilen wird am besten begegnet durch das Doppelprofil, Fig. 1. Das Mittel- oder

Fig. 1.




Grundprofil ABCD wird in der Regel für das Mittelwasser $Q_m$ berechnet. Das Hochwasser $Q_h$ reicht bis MN und setzt sich aus der Menge $Q_1$, welches im Profile ABDN'M', und aus der Menge $Q_2$, welche über den Vorländern EC und DG, d. i. in den Profilen CM'ME und DGNN' abfliesst, zusammen. Es ist also $Q_h = Q_1 + Q_2$.

a) Vorerst seien sämmtliche Dimensionen des Doppelprofils mittelst Verhältnisszahlen und durch die mittlere Breite x ausgedrückt.

Es bedeuten, wie aus der Figur ersichtlich: **x** die mittlere Breite des Grundprofils, $\mathbf{wx} = (w_1 + w_2)x$ die Summe der mittleren Breiten beider Vorlandsprofile;

rx die Tiefe des Grund- und
sx „ „ des Vorlandsprofils, dann
$\varphi$ den durchwegs gleichen Böschungswinkel.

Sonach erscheinen:

$$AB = x(1 - r\,.\,\mathrm{ctg}\,\varphi)$$
$$CD = x(1 + r\,.\,\mathrm{ctg}\,\varphi)$$
$$EC + DG = x(w - s\,.\,\mathrm{ctg}\,\varphi)$$

Setzt man zur Abkürzung:

$$\left.\begin{array}{l} r + s + rs\,\mathrm{ctg}\,\varphi = K, \\ 1 + 2\dfrac{r}{\sin\varphi} - r\,\mathrm{ctg}\,\varphi = L, \\ s\,w = P, \\ w + 2\dfrac{s}{\sin\varphi} - s\,\mathrm{ctg}\,\varphi = S, \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (24$$

so werden

1. bei Benützung der Bazin'schen Geschwindigkeitsformel gemäss den Grundgleichungen 12) und 13)

$$Q_1 = x^3\,\frac{K^2}{L}\sqrt{\frac{J\,.\,L}{\alpha K x + \beta L}}, \text{ und}$$

$$Q_2 = x^3\,\frac{P^2}{S}\sqrt{\frac{J\,.\,S}{\alpha P x + \beta S}}, \text{ da}$$

bezüglich $Q_1$ die Querschnittsfläche $F_1 = Kx^2$,
der benetzte Umfang $u_1 = Lx$, dann
bezüglich $Q_2$ die analogen Grössen:
$F_2 = Px^2$ und $u_2 = Sx$ sind.

Die ganze Hochwassermenge $Q_h$ wird demnach:

$$Q_h = Q_1 + Q_2 = x^3\sqrt{J}\left\{\frac{K^2}{\sqrt{L(\alpha K x + \beta L)}} + \frac{P^2}{\sqrt{S(\alpha P x + \beta S)}}\right\} (25$$

Aus dieser Gleichung lässt sich x einfach berechnen, sobald die Coefficienten r, s und w den Verhältnissen entsprechend angenommen werden, wodurch dann das ganze Doppelprofil bestimmt erscheint.

Zur Berechnung von x aus der Gl. 25) kann man diese in der Form:

$$x^3\sqrt{J}\left\{\frac{K^2}{\sqrt{L\,(\alpha K x + \beta\,L)}} + \frac{P^2}{\sqrt{S(\alpha\,P\,x + \beta S)}}\right\} - Q_h =$$
$$0 = f\,(x) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25\,a$$

schreiben und hierauf die auf Seite 22 erörterte Newton' sche Näherungsmethode anwenden, wozu die nothwendige 1. Ableitung

$$f'(x) = 3x^2 \sqrt{J}\left\{\frac{K^2}{\sqrt{L(\alpha K x + \beta L)}} + \frac{P^2}{\sqrt{S(\alpha P x + \beta S)}}\right\} -$$

$$- \frac{\alpha}{2} x^3 \sqrt{J}\left\{\frac{K^3 L}{(\sqrt{L(\alpha K x + \beta L)})^3} + \frac{P^3 S}{(\sqrt{S(\alpha P x + \beta S)})^3}\right\}. \quad (25b$$

ist.

Prony empfahl folgende Werthe zu nehmen: [1])

$$r = s = \frac{1}{6}$$

$$w = 2·5$$

Beim Doppelprofile der corrigirten Aare im Haslithale (Kanton Bern), in welchem bei $J = 2^0/_{00}$ eine Hochwassermenge von rund 480 $m^3$ zum Abflusse gelangt, sind:

$$r = \frac{1}{8},\ s = \frac{1}{12} \text{ und } w = 1·3$$

Für die projectirte Rheincorrection bei Fussach, wo im Maximum 2700 $m^3$ abfliessen sollen, sind nahe:

$$r = \frac{1}{30},\ s = \frac{1}{30},\ \text{und } w = 1·5$$

Hieraus ist zu ersehen, dass die Verhältnisszahlen r, s und w je nach der Wassermenge und dem Gefälle sehr stark wechseln. Dies ist aus dem Umstande erklärlich, dass

b) jedenfalls die einzelnen Dimensionen des Doppelprofils derart bestimmt sein müssen, dass die mittleren Geschwindigkeiten sowohl für das Mittelwasser $Q_m$, als auch für denjenigen Theil des Hochwassers $Q_h$, welcher im Profile ABDN'M'CA abfliesst, innerhalb gewisser Grenzen verbleiben.

Auf Grund dieser Voraussetzung ist man im Stande unmittelbar ein entsprechendes Doppelprofil zu berechnen.

Indem für $Q_m$ der Werth bereits gegeben ist oder hierfür ein angemessener Theil von $Q_h$, dann noch die zugehörige Geschwindigkeit $v_m$ angenommen wird, lässt sich vorerst das Grundprofil ABCD nach den Gl. 15) bis 19) bestimmen. Dann wähle man für die, in der Profilsfläche ABDN'M'CA $= F_1$

---

[1]) Rühlmann: Hydromechanik, Leipzig 1857.

abfliessende Wassermenge $Q_1$ die Geschwindigkeit $v_1$ so, dass $v_1 > v_m$ ist. Aus der Gl. 15) folgt der entsprechende

Werth $R_1 = \frac{v_1}{2J}\left[\alpha v_1 + \sqrt{(\alpha v_1)^2 + 4\beta J}\right]$ . . . . . (26

Der benetzte Umfang für $F_1$ ist gleich gross jenem von $F_m$ (ABCD), nämlich gleich dem $u_m$ nach Gl. 17), so dass gemäss dieser letzteren Formel $F_1 = u_m \cdot R_1$ . . . . . (26a wird.

Die für $v_1$ gemachte Annahme ist aber überhaupt nur in dem Falle zulässig, wenn die Bedingung $F_1 \cdot v_1 = Q_1 < Q_h$ (26b erfüllt ist.

Weil aber $F_1 = F_m + CD \cdot t'$ ist, so erhält man die, der obigen Geschwindigkeit $v_1$ entsprechende Höhe $t'$ des Hochwasserspiegels über dem Vorlande:

$$t' = \frac{F_1 - F_m}{CD} \text{ oder,}$$

wenn $AB = b$

und die Tiefe $rx = t$ wird,

$$t' = \frac{F_1 - F_m}{b + 2\, t \operatorname{ctg} \varphi} \quad . \; . \; . \; . \; . \; (27$$

Nun kann man das Vorlandsprofil berechnen: In beiden Theilen CEMM'C und DGNN'D muss bei der Tiefe $t'$ und, wie früher, bei dem Gefälle J die restliche Hochwassermenge

$$Q_2 = Q_h - Q_1 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (28$$

mit einer Geschwindigkeit $v_2$ zum Abflusse gelangen. Beide Theile denke man sich derart zusammengeschoben, dass die Linien CM' und DN' (Fig. 1) übereinander fallen und dass somit ein geschlossenes Trapez-Profil entsteht, dessen weitere Bestimmungsgrössen bei analoger Bedeutung wie auf Seite 13 u. 19, $F_2$ und $u_2$ seien. Hierfür ist nach der Formel 13:

$$v_2 = \frac{Q_2}{F_2} = \frac{F_2}{u_2}\sqrt{\frac{J \cdot u_2}{\alpha F_2 + \beta u_2}}, \text{ worin}$$

$F_2 = y\, t'$, indem y die Summe der mittleren Breiten beider Vorlandsprofile bedeutet; ferner ist

$$u_2 = y - t' \operatorname{ctg} \varphi + 2\frac{t'}{\sin \varphi} \text{ oder}$$

$u_2 = y + k$, wenn man zur Abkürzung

$$\frac{2\,t'}{\sin\varphi} - t'\,\mathrm{ctg}\,\varphi = k \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29$$

setzt. Die obige Gleichung transformirt sich hierdurch in:

$$\frac{Q_2}{y\,t'} = \frac{y\,t'}{y+k}\sqrt{\frac{J\,.\,(y+k)}{\alpha\,y\,t' + \beta\,(y+k)}}$$

woraus für die näherungsweise ziffermässige Berechnung von y die Gleichung folgt:

$$\left[\beta k^2 + y\,k\,(2\beta + \alpha t') + y^2\,(\beta + \alpha t')\right] - y^4\,\frac{J\,t'^4}{Q_2^2} = 0 = f(y) \quad (30$$

Diese Gleichung wird im Allgemeinen für einen versuchsweise eingesetzten, wahrscheinlichen Werth von $y_1$ nicht Null, sondern einen gewissen Zahlenwerth $f(y_1)$ ergeben. Hierauf ermittle man aus der nachstehenden ersten Ableitung der Function $f(y)$, d. i. aus:

$$f'(y) = \left[k\,(2\beta + \alpha\,t') + y\,2\,(\beta + \alpha\,t')\right] - y^3\,\frac{4\,J\,t'^4}{Q_2^2} \quad . \quad (30a$$

die für $y_1$ sich ergebende Zahl $f'(y_1)$, dann aus der zweiten Ableitung:

$$f''(y) = 2\,(\beta + \alpha\,t') - y^2\,\frac{12\,J\,t'^4}{Q_2^2} \quad . \quad . \quad (30b$$

ebenfalls die Grösse $f''(y_1)$, so erhält man nach der Newtonschen Näherungsmethode einen genaueren Werth $y_2$ aus der Gleichung:

$$y_2 = y_1 - \frac{f(y_1)}{f'(y_1)} - \frac{1}{2}\left(\frac{f(y_1)}{f'(y_1)}\right)^2 \frac{f''(y_1)}{f'(y_1)} \quad . \quad . \quad (31$$

Sollte $y_2$ in die Gleichung 30) substituirt eine Grösse $f(y_2)$ ergeben, welche sich nicht hinreichend genau der Null nähert, so ist der gleiche Vorgang wie bei $y_1$ zu wiederholen und aus Gleichung 31) ein besserer Werth $y_3$ zu berechnen.

In den meisten Fällen genügen schon die zwei ersten Glieder der Näherungsformel 31).

Bei grossen Wassermengen Q, also bei grösseren Flüssen wird gewöhnlich der Werth k im Vergleiche zu y sehr klein sein, so dass man näherungsweise $k = 0$ setzen darf. In diesem Falle folgt aus Gleichung 30) für die summarische mittlere Breite y direct die um ein Geringes zu kleine Grösse:

$$y = \frac{Q_2}{t'^2}\sqrt{\frac{\beta + \alpha\,t'}{J}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (32$$

Zur Controle bezüglich der hier gemachten Voraussetzung bestimme man die Grösse k aus Gleichung 29).

Aus der letzteren Formel 32) kann man auch den ersten angenäherten Werth von $y_1$ rechnen, welcher mit Hilfe der Gleichungen 30) bis 31) zu einem hinreichend genauen führen soll.

Sind y und t' (aus den Gleichungen 32 und 27) bekannt, so ergeben sich für das Vorlandsprofil weiters:

$$\left.\begin{array}{l} F_2 = y\,t' \text{ und} \\ v_2 = \dfrac{Q_2}{F_2} \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (33$$

Beispiele.

α) Ein zu regulirender Gebirgsfluss führt in einer bestimmten Strecke bei 1·8 pro mille Gefälle $Q_h = 400\ m^3$ grösstes Hochwasser pro Secunde; damit auch bei einer geringeren Abflussmenge eine verhältnismässig grössere Geschwindigkeit auftrete, bei welcher das gewöhnliche Geschiebe noch fortgetrieben werde, so soll ein Doppelprofil mit $1^1/_2$füssigen Böschungen zur Anwendung gelangen. Dieses soll derart ermittelt werden, dass im Mittelprofile ein dasselbe füllendes kleines Hochwasser von 130 $m^3$ 2·2 $m$ mittlere Geschwindigkeit besitze, während der Haupttheil der aussergewöhnlichen Hochfluth nur eine solche von 3·0 $m$ erreichen darf.

Aus Gleichung 15) folgt für $v = 2{\cdot}2$, $J = \dfrac{1{\cdot}8}{1000} = 0{\cdot}0018$ und für die (der Geschiebsführung) entsprechenden Rauhigkeitscoefficienten $\alpha = 0{\cdot}0004$ und $\beta = 0{\cdot}0007$:

$R = 2{\cdot}011$, dieser Werth ist möglich, nachdem aus Gleichung 20) für $R_1$ sich 2·64 ergibt.

Aus den Gleichungen 15) und 16) erhält man:

$$F = 59{\cdot}09\ m^2 \text{ und } u = 29{\cdot}383\ m,$$

dann aus der Gleichung 18), indem die Coefficientenwerthe $\dfrac{c^2}{2}$ und $\dfrac{4}{c^2}$ aus der Tabelle, S. 32, entnommen werden:

$t = 2{\cdot}435$ und hiermit aus Gleichung 19):

$$b = 20{\cdot}603\ m,$$

durch welche beiden letzteren Grössen das Grundprofil vollkommen bestimmt ist.

Weiters berechnet sich aus Gleichung 26), 26a) und 26b), da $v = 3{\cdot}0\ m$ ist:

$$R_1 = 3{\cdot}121,$$

$$F_1 = 29{\cdot}383 \times 3{\cdot}121 = 91{\cdot}71\ m^2 \text{ und}$$

$$Q_1 = 91{\cdot}71 \times 3{\cdot}0 = 275{\cdot}13\ m^3.$$

Aus Gl. 27) folgt:

$$t' = \frac{91{\cdot}71 - 59{\cdot}09}{20{\cdot}603 + 2\,.\,2{\cdot}435\,.\,1{\cdot}5} = 1{\cdot}17\ m.$$

Ferner aus Gl. 28):

$$Q_2 = 400 - 275 = 125\ m^3$$

und schliesslich aus Gl. 32) angenähert:

$$\mathbf{y} = \frac{125}{1{\cdot}17^2}\sqrt{\frac{0{\cdot}0007 + 0{\cdot}0004\,.\,1{\cdot}17}{0{\cdot}0018}} = \mathbf{73{\cdot}55}\ m$$

und aus Gl. 33):

$$F_2 = 73{\cdot}55\,.\,1{\cdot}17 = 86{\cdot}06\ m^2,$$

$$v_2 = \frac{125}{86{\cdot}06} = 1{\cdot}45\ m.$$

Um die Genauigkeit des eben berechneten y beurtheilen zu können, berechne man aus den Gl. 29) und 30):

$$k = 1{\cdot}17\,.\,3{\cdot}606 - 1{\cdot}17\,.\,1{\cdot}5 = 2{\cdot}464\ m, \text{ dann}$$

$$[0{\cdot}004 + 0{\cdot}338 + 6{\cdot}317] - 6{\cdot}317 = +\,0{\cdot}342 = f\,(y_1).$$

Ferner aus Gl. 30a) und 30b):

$$f'\,(y_1) = 0{\cdot}0012 + 0{\cdot}1718 - 0{\cdot}3435 = -\,0{\cdot}1705$$

$$f''\,(y_1) = 0{\cdot}0023 - 0{\cdot}0140 = -\,0{\cdot}0117$$

und schliesslich nach Gl. 31):

$$y_2 = 73{\cdot}55 + 2{\cdot}00 - 0.14 = \mathbf{75{\cdot}41}\ m.$$

Aus dem geringen Unterschiede zwischen diesem Werthe von $y_2$ und jenem nach der Gl. 32) berechneten y ist also ersichtlich, dass diese letztere Gleichung bei einer einigermassen grösseren Zahl für y mit aller Beruhigung benützt werden darf, um so mehr, als die geringe Abweichung von dem, der Gl. 30) entsprechenden genauen Werthe schon durch die grosse Unsicherheit und Veränderlichkeit der in die Rechnung eingeführten Rauhigkeitscoefficienten $\alpha$ und $\beta$ aufgewogen wird.

$\beta$) An der eben gelösten Aufgabe werde zur Probe noch die ersterwähnte Methode zur Berechnung des Doppelprofils angewendet. Zu diesem Profile erscheint die mittlere Breite x des Grundprofils:

$$x = b + t \operatorname{ctg} \varphi = 20{\cdot}60 + 2{\cdot}44 . 1{\cdot}5 = 24{\cdot}26 \ m \text{ und}$$

somit aus $r\,x = t$

$$r = \frac{t}{x} = \frac{2{\cdot}44}{24{\cdot}26} = 0{\cdot}101, \text{ sowie}$$

$$s = \frac{t'}{x} = \frac{1{\cdot}17}{24{\cdot}26} = 0{\cdot}048$$

und da gemäss der Figur 1 (S. 18)

$$y = w\,x = 75{\cdot}41, \text{ so ist}$$

$$w = \frac{75{\cdot}41}{x} = 3{\cdot}108.$$

Nun seien die soeben bestimmten Verhältniszahlen r, s und w als gegeben angesehen, so dass hiernach für die vorgeschriebene Hochwassermenge $Q_h = 400\ m^3$ nach Gl. 25) die, sämmtlichen übrigen Dimensionen des Doppelprofils (Fig. 1) zu Grunde gelegte Grösse x zu berechnen wäre.

Vorerst ergeben sich aus den Gl. 24), da für die $1^1/_2$ füssige Böschung laut Tabelle, Seite 32, $\varphi = 33^\circ 41'$, $\frac{2}{\sin \varphi} = 3{\cdot}606$ und $\operatorname{ctg} \varphi = 1{\cdot}5$ ist

$$K = 0{\cdot}101 + 0{\cdot}048 + 0{\cdot}101 . 0{\cdot}048 . 1{\cdot}5 = 0{\cdot}15627$$

$$L = 1 + 0{\cdot}101 . 3{\cdot}606 - 0{\cdot}101 . 1{\cdot}5 = 1{\cdot}21271$$

$$P = 0{\cdot}048 . 3{\cdot}108 = 0{\cdot}14918$$

$$S = 3{\cdot}108 + 0{\cdot}048 . 3{\cdot}606 - 0{\cdot}048 . 1{\cdot}5 = 3{\cdot}20909$$

Nimmt man nun wie früher $\alpha = 0{\cdot}0004$ und $\beta = 0{\cdot}0007$, sowie versuchsweise $x_1 = 20\ m$ an, so ergibt die Gl. 25a):

$$8000 . 0{\cdot}04243 \{0{\cdot}48402 + 0{\cdot}21182\} - 400 = -163{\cdot}824 = f(x_1),$$

ferner die Gl. 25b):

$$3 . 400 . 0{\cdot}04243 \{0{\cdot}48402 + 0{\cdot}21182\} - 0{\cdot}0002 . 8000 . 0{\cdot}04243 \times$$
$$\times \{36{\cdot}0340 + 9{\cdot}18630\} = 38{\cdot}496 = f'(x_1).$$

Sodann folgt gemäss der Formel 31) bei Benützung der zwei ersten Glieder der bessere Werth $x_2$ mit:

$$x_2 = 20 - \frac{-163{\cdot}824}{38{\cdot}496} = 24{\cdot}25\ m,$$

welche Zahl schon hinreichend mit jener hier oben berechneten (nämlich mit 24·26) übereinstimmt.

2. Bei Anwendung der Ganguillet-Kutter'schen Geschwindigkeitsformel auf die Berechnung des Doppelprofils erleiden die oben (S. 18. bis 23) entwickelten Formeln nur theilweise eine Abänderung.

*a)* Hinsichtlich der erstbehandelten Methode, dass nämlich ausser der Hochwassermenge $Q_h$ die Verhältniszahlen r, s und w gegeben sind, um hiermit die Grundgrösse x (d. i. die mittlere Breite des Grundprofils) zu bestimmen, bleibt auch in diesem Falle die Gl. 24) in Geltung. Nur die Formeln für die Wassermengen $Q_1$ und $Q_2$ erhalten jetzt, gemäss der Gl. 22a) die allgemeine Form:

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{p\, R \sqrt{J}}{q + \sqrt{R}} = p \sqrt{J}\, \frac{F}{q\, u + \sqrt{F\, u}} \quad . \quad (34$$

Wenn hierin abwechselnd für $F_1$, $u_1$, und $F_2$, $u_2$ die auf S. 19 enthaltenen speciellen Werthe und der Kürze halber

$$\left.\begin{aligned} \frac{K^2}{L\, q + \sqrt{K\, L\, x}} &= M \text{ und} \\ \frac{P^2}{S\, q + \sqrt{P\, S\, x}} &= N \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (35$$

gesetzt werden, so erscheinen zur Ermittlung von x, analog den Gl. 25a) und 25b):

$$x^3 \, . \, p \sqrt{J} \, . \, [M + N] - Q_h = 0 = f\,(x) \, . \, . \quad (35a$$

und

$$3\, x^2 \, . \, [M + N] - \tfrac{1}{2}\, x^{\frac{5}{2}} \left[\frac{M^2}{K} \sqrt{\frac{L}{K}} + \frac{N^2}{P} \sqrt{\frac{S}{P}}\right] = \frac{f'\,(x)}{p \sqrt{J}} \quad (35b$$

*b)* Entsprechend der unter 1, b (S. 20) erörterten Rechnungsmethode, bleiben in diesem Falle für die Bestimmung des Grundprofils die Gl. 23) und 16) bis 19) in Geltung.

Weiters tritt an Stelle der Gl. 26) nur:

$$\sqrt{R_t} = \frac{v_1 + \sqrt{v_1^2 + 4\, v_1\, p\, q \sqrt{J}}}{2\, p \sqrt{J}} \quad . \quad . \quad . \quad (36$$

während die Gl. 26a), 26b) und 27) sich nicht verändern.

Ferner gilt hier gleichfalls die Gl. 29) und mit Berücksichtigung der Substitutionen, wie S. 22, folgt aus Gl. 34), da

$$\frac{p\sqrt{J}}{Q_1} = m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (37$$

gesetzt wird, die Beziehung:

$$(k\,q)^2 - y\,k\,(t' - 2\,q^2) - y^2\,(t' + 2\,k\,m\,q\,t'^2 - q^2) - y^3\,.$$
$$.\,(2\,m\,q\,t'^2) + y^4\,(m\,t'^2)^2 = 0 = f\,(y) \quad . \quad . \quad . \quad (37a$$

und hieraus [1])

$$y^3\,4\,(m\,t'^2)^2 - y^2\,3\,(2\,m\,q\,t'^2) - y\,2\,(t' + 2\,k\,m\,q\,t'^2 - q^2) -$$
$$- k\,(t' - 2\,q^2) = f'\,(y) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (37b$$

Wenn nun näherungsweise $k = 0$ angenommen wird, so erhält man aus Gl. 37a) an Stelle der Gl. 32) unter den nämlichen Bedingungen:

$$y = \frac{q + \sqrt{t'}}{m\,t'^2} = \frac{Q_1}{p\,t'^2\sqrt{J}}\,(q + \sqrt{t'}) \quad . \quad . \quad (38$$

Schliesslich ergeben sich $F_2$ und $v_2$ aus der Gl. 33).

### Beispiel.

Für die gleiche Aufgabenstellung wie auf S. 25, also für dieselben Werthe r, s, w, K, L, P und S, dann vorerst für den **untern** Grenzwerth des, einem Flussbette mit Geschiebe entsprechenden Rauhigkeitscoefficienten, d. i. für $n = 0{\cdot}02$ $\left(\frac{1}{n} = 50\text{, s. S. 16}\right)$, ferner bei versuchsweiser Annahme von $x_1 = 30\,m$ ergeben sich der Reihe nach:

Aus Gl. 22): $p = 73{\cdot}861$, $q = 0{\cdot}477$.
Aus Gl. 35): $M = 0{\cdot}0082420$, $N = 0{\cdot}0041829$. [2])
Aus Gl. 35a): $f\,(x) = + 651{\cdot}3$
Aus Gl. 35b): $f'\,(x) = + 91{\cdot}575$

und schliesslich nach Gl. 31) (nur die beiden ersten Glieder):

$$x_2 = 22{\cdot}89.$$

---

[1]) Hinsichtlich der einfachen numerischen Berechnung ist zu bemerken, dass in beiden Gl. 37a und 37b die bezüglichen Klammer-Ausdrücke gleich sind.

[2]) Die logarithmische Rechnung ist hierzu empfehlenswerth.

Die Wiederholung des gleichen Rechnungsvorganges mit dem Werthe $x_2 = 22{\cdot}9$ liefert:

$$M = 0{\cdot}0091747,\ N = 0{\cdot}0045965$$
$$f(x) = +\ 118{\cdot}23,\ f'(x) = 59{\cdot}408$$

und nach Gl. 31):

$$x_3 = 22{\cdot}9 - 1{\cdot}99 = 20{\cdot}91\ m,$$

welche Zahl $x_3$ schon genügend genau ist (die weitere Probe zeigt, dass der Fehler nur mehr rund 0·1 *m* beträgt).

Die Lösung der nämlichen Aufgabe aber mit dem oberen Grenzwerthe des Rauhigkeitscoefficienten, d. i. mit $n = 0{\cdot}06$ $\left(\frac{1}{n} = 17\right)$ und für dieselbe Annahme $x_1 = 30\ m$ ergiebt:

$$p = 40{\cdot}861,\ q = 1{\cdot}432$$
$$M = 0{\cdot}0059258,\quad N = 0{\cdot}0026541,$$
$$f(x) = +\ 1{\cdot}6\ m^3,$$

so dass die Annahme $x_1 = 30\ m$ schon sehr gut entspricht, da der Fehler (bei 400 $m^3$) nur 1·6 $m^3$ beträgt.

Der Vergleich der, mit Zugrundelegung der Ganguillet-Kutter'schen Formel erhaltenen beiden Grenzwerthe von x, nämlich 20·9 und 30 *m* mit dem, nach der Darcy-Bazin'schen Formel enthaltenen Resultate $x = 24{\cdot}25$ (s. S. 25) zeigt abermals, dass die mittleren Werthe von x aus beiden Formeln so gut wie gänzlich miteinander übereinstimmen.

## III. Das vortheilhafteste Profil.

Bei Canalanlagen ist es in der Regel nothwendig, ausser der Erfüllung der Hauptaufgabe, dass eine gewisse Wasserführung gesichert sei, noch einer weiteren Bedingung Genüge zu leisten. Hinsichtlich der letzteren giebt es folgende drei Hauptfälle:

1. Der Canal soll derart bestimmt werden, dass er das möglichst kleinste Querprofil (Minimal-Querprofil) erhalte. Die Erfüllung dieser Forderung ist von grossem Nutzen

bei Gerinnen, welche gänzlich oder doch grösstentheils aus dem Boden auszuheben sind, weil hierdurch der Materialaushub und damit die diesfälligen Kosten auf das kleinste Maass reducirt erscheinen.

2. Die Strömungsgeschwindigkeit im Canale soll unter den gegebenen Verhältnissen die möglichst grösste (eine maximale) sein. Dieser Umstand ist insbesondere von Wichtigkeit, wenn das Canalwasser zugleich suspendirte Stoffe, als Schlamm mitzuführen hat, wie dies z. B. bei Colmations- (Aufschwemmungs-) Canälen nöthig ist.

3. Der Canal soll mit einem Minimal-Gefälle angelegt werden. Diese Aufgabe tritt namentlich heran bei Projectirung von:

a) Bewässerungscanälen, wenn solche auf einem mehr oder minder geneigten, abhängigen Terrain derart zu führen sind, dass sie so hoch als möglich sich hinziehen, um die grösstmöglichste Bodenfläche zu beherrschen, d. i. bewässern zu können;

b) Entwässerungscanälen, u. zw. von solchen, deren Endstrecken in einen Wasserlauf einmünden sollen, dessen Wasserspiegel verhältnismässig hoch über dem Uferlande sich erhebt. Hierbei kann man bei Anwendung des Minimalgefälles auf kürzestem Wege aus der normalen Tiefe des natürlichen Entsumpfungbodens auf die Höhe des Vorfluth-Wasserstandes gelangen;

c) Werk- oder Fabrikscanälen, um bei kürzester Länge derselben die möglichst grösste Fallhöhe, d. i. den grössten Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser zu erreichen.

Sämmtliche vorangeführte Bedingungen werden erfüllt, wenn der Canal das günstigste oder vortheilhafteste Querprofil besitzt.

Dieses letztere lässt sich am einfachsten aus der Hauptforderung entwickeln, dass eine bestimmte Wassermenge Q unter sonst gleichen Umständen bei einer minimalen Profilsfläche F abfliessen soll, in welchem Falle gemäss der Gl. 12) zugleich die Geschwindigkeit v ein Maximum wird, da das Product F . v stets gleich der constanten Grösse Q sein muss.

Wie aus der, in nachstehender Form geschriebenen Gl. 13) nämlich aus:

$$v = \sqrt{\frac{J}{\frac{\alpha}{R} + \frac{\beta}{R^2}}}$$

zu ersehen, ist v bezüglich der Profilsfigur (bei sonst gleichem Gefälle und gleicher Rauhigkeit der Gerinnswandungen) nur von R abhängig und wird nur zugleich mit letzterem ein Maximum.

Da nach Gl. 14) $R = \frac{F}{u}$ ist, so muss, um R zu einem Maximum zu machen, der benetzte Umfang u im Vergleiche zur Querschnittsfläche F ein Minimum werden.

Aus der ersten Gl. 17a) folgt:

$$b = \frac{F}{t} - t \operatorname{ctg} \varphi.$$

Dieser Werth in die zweite Gl. 17 a) eingesetzt, gibt:

$$u = \frac{F}{t} - t \operatorname{ctg} \varphi + \frac{2\,t}{\sin \varphi}$$

Hierin ist t als die unabhängige Veränderliche anzusehen, welche u zu einem Minimum machen soll.

Demgemäss muss der erste Differentialquotient

$$\frac{du}{dt} = -\frac{F}{t^2} - \operatorname{ctg} \varphi + \frac{2}{\sin \varphi} = 0 \quad \text{werden.}$$

Hieraus folgt $\quad t^2 = F \cdot \frac{1}{\frac{2}{\sin \varphi} - \operatorname{ctg} \varphi}$

oder transformirt:

$$\left.\begin{array}{l} t = c \sqrt{F} \\ \text{worin } c = \sqrt{\frac{\sin \varphi}{2 - \cos \varphi}} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (39$$

ist, wie in Gl. 18a).

Für diesen Werth von t wird u thatsächlich ein Minimum, da der zweite Differentialquotient $\frac{d^2\,u}{dt^2} = + \frac{F}{t^3}$, stets positiv ist.

Die Gleichung 39) stellt die Grundbedingung für das „vortheilhafteste" Profil dar; die weiteren hierzu gehörigen speciellen Werthe ergeben sich nach einfachen Entwicklungen zu:

$$\left.\begin{array}{l}\text{Sohlenbreite } b = \frac{F}{t} - t \operatorname{ctg} \varphi^{1)} = t\, 2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \\ \text{mittlerer Profilsradius } R = \frac{t}{2} = \frac{c}{2} \sqrt{F}\end{array}\right\} \quad . \quad . \quad (40$$

Diese Bedingungen gelten allgemein und sind sowohl auf die Bazin'sche, als auch auf die Kutter'sche Geschwindigkeitsformel anwendbar; denn nach der letzteren wird zufolge der in nachstehender Gestalt geschriebenen Gl. 22a):

$$v = \frac{p \sqrt{J}}{\frac{q}{R} + \frac{1}{\sqrt{R}}}$$

v ebenfalls dann ein Maximum, wenn R ein Maximum erreicht.

Bei Einhaltung eines trapezförmigen, vortheilhaftesten Profils ersteigt die mittlere Geschwindigkeit v absolut den grössten Werth, wenn $\varphi = 60^0$ wird, d. i. wenn das Querprofil die Hälfte eines regulären Sechseckes vorstellt. Denn in diesem Falle erreicht auch die Grösse c ihr Maximum, wie dies aus dem bezüglichen Ausdrucke der Gl. 39) leicht abzuleiten ist.[2])

---

[1]) Wird hierein für F der aus Gl. 39) folgende Werth $F = \frac{t^2}{c^2}$ gesetzt, so ergibt sich der 2. Theil der Gleichung.

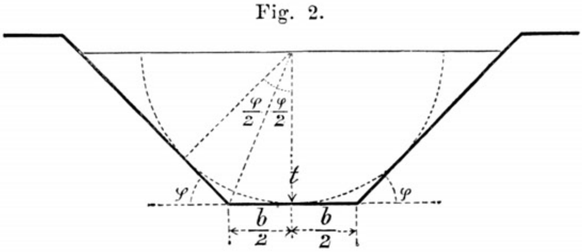
Dieser letztere Ausdruck zeigt, dass jedes vortheilhafteste Profil von der Tiefe t einem Halbkreise vom Radius t umschrieben ist, denn aus der Fig. 2 folgt $\frac{b}{2} = t \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$. Der Werth von $2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$ ist aus der Tabelle auf S. 32 zu entnehmen.

[2]) Ueber „Graphische Berechnung der Profilsdimensionen etc. auf Grundlage der Geschwindigkeitsformel von Darcy und Bazin" siehe Lhota: Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1884, p. 66.

Für verschiedene Böschungsverhältnisse sind die wichtigsten Werthe und Functionen von c und φ in der folgenden Tabelle enthalten.

| Böschungs-verhältniss $1 : \operatorname{ctg} \varphi$ | Böschungs-Winkel $\varphi$ | $c$ | $\frac{c^2}{2}$ | $\frac{4}{c^2}$ | $\sqrt{\frac{c}{2}}$ | $\frac{2}{\sin \varphi}$ | $2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1:0 | 90° | 0·7071 | 0·2500 | 8·0000 | 0·5946 | 2·0000 | 2·0000 |
| 1:0·5774 | 60° | 0·7598 | 0·2887 | 6·9282 | 0·6164 | 2·3094 | 1.1547 |
| 1:1 | 45° | 0·7395 | 0·2735 | 7·3137 | 0·6081 | 2·8284 | 0·8284 |
| 1:1¼ | 38° 39′ 35″ | 0·7158 | 0·2562 | 7·8062 | 0·5983 | 3·2016 | 0·7016 |
| 1:1⅓ | 36° 52′ 12″ | 0·7071 | 0·2500 | 8·0000 | 0·5946 | 3·3333 | 0·6667 |
| 1:1½ | 33° 41′ 24″ | 0·6892 | 0·2375 | 8·4222 | 0·5870 | 3·6056 | 0·6056 |
| 1:2 | 26° 33′ 54″ | 0·6360 | 0·2023 | 9·8885 | 0·5639 | 4·4721 | 0·4721 |
| 1:3 | 18° 26′ 6″ | 0·5484 | 0·1504 | 13·2983 | 0·5237 | 6·3246 | 0·3246 |

Fig. 2.




Von praktischer Wichtigkeit ist die Lösung folgender zwei Hauptaufgaben 1 u. 2, welche sich auf das vortheilhafteste Querprofil beziehen.

## 1. Hauptaufgabe.

Gegeben sind:

Die secundliche Wassermenge Q, das relative Gefälle J, und das Böschungsverhältniss des günstigsten Profils.

Zu suchen sind: Die Abmessungen (F, t, b) des zugehörigen günstigsten Querprofils und die hierbei auftretende mittlere Geschwindigkeit v.

Die hieraus sich ergebende Fläche F ist die minimale Querschschnittsfläche und das v ist die maximale Geschwindigkeit, welche bei den gegebenen Grössen Q und J noch möglich sind.

*a*) Wendet man auf die Hauptgleichung 12) die Darcy-Bazin'sche Formel, Gl. 13) an, so erscheint

$$Q = F . R \sqrt{\frac{J}{\alpha R + \beta}}$$

Setzt man hierin für R den speciellen Werth $\frac{c}{2}\sqrt{F}$ aus Gl. 40), womit die Bedingung des vortheilhaftesten Profils in die Rechnung eingeführt wird, dann ist

$$Q = F \frac{c}{2}\sqrt{F} \sqrt{\frac{2 J}{\alpha c \sqrt{F} + 2\beta}}$$

Aus dieser Gleichung lässt sich bei gegebenen Zahlenwerthen die Fläche F nach einer Näherungsmethode numerisch leicht berechnen. Zur Vereinfachung werde

$$\sqrt{\frac{F}{\alpha c \sqrt{F} + 2 \beta}} = x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (41$$

gesetzt, so dass die obige Gleichung für Q bez. F die Gestalt:

$$c \sqrt{2 J} . F . x - 2 Q = 0 = f(F) \quad . \quad . \quad . \quad (41a$$

annimmt. Auf die Gl. 41a) soll nun die Newton'sche Näherungsmethode (Gl. 31) angewendet werden; für den hierzu nöthigen ersten Differentialquotienten f' (F) ergibt sich der Ausdruck:

$$f'(F) = \frac{1}{2} c \sqrt{2 J} . x \left[\frac{5}{2} + \beta \frac{x^2}{F}\right] \quad . \quad . \quad (41b$$

### Beispiel.

Ein Entwässerungscanal auf einem flachen Terrain, welcher bei einem Gefälle von 2‰ ($J = 0{\cdot}002$) die Wassermenge $Q = 3\ m^3$ pro Secunde abzuleiten hat, soll derart profilirt werden, dass hierbei die möglichst grösste mittlere Geschwindigkeit auftrete. Die Böschungen seien $1\frac{1}{4}$füssig, der Canal in Erde ausgehoben, so dass $\alpha = 0{\cdot}0003$, $\beta = 0{\cdot}0004$ (S. 13) gesetzt werden können.

Nimmt man an, dass die Geschwindigkeit v nahezu 1 *m* betrage, so würde $F = 3\ m^2$ werden. Für diesen näherungsweisen Werth folgt aus Gl. 41), da zugleich aus der Tabelle S. 32, $c = 0{\cdot}7158$ sich ergibt, $x = 50{\cdot}596$.

Hiermit erhält man aus Gl. 41a):

$f\ (F) = 0{\cdot}8716$ und aus Gl. 41b):

$f'\ (F) = 3{\cdot}2540$

Ferner aus den zwei ersten Gliedern der Gl. 31):

$$F_2 = 3{\cdot}0 - \frac{0{\cdot}8716}{3{\cdot}2540} = 2{\cdot}73$$

Diese Grösse von $F_2 = 2{\cdot}73$ ist schon hinreichend genau, da hierfür aus der Gl. 41) und 41a) sich der doppelte Fehler in der Wassermenge zu $f\ (F_2) = 0{\cdot}0091$ berechnet.

Schliesslich folgen aus den Gleichungen:

39): Die Wassertiefe $t = 0{\cdot}7158 \sqrt{2{\cdot}73} = 1{\cdot}18\ m$,

40): Die Sohlenbreite $b = 1{\cdot}18 \times 0{\cdot}7016 = 0{\cdot}83\ m$ und aus

12a): $v = \dfrac{3}{2{\cdot}73} = 1{\cdot}10\ m$

*b*) Benützt man hingegen anstatt der Bazin'schen die Kutter'sche Geschwindigkeitsformel, Gl. 22a), in analoger Weise wie vorher unter *a*), so erhält man zur Berechnung von F, wenn der Kürze halber

$$\frac{\sqrt{F}}{q + \sqrt{\frac{c}{2}}\ \sqrt[4]{F}} = y \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (42$$

gesetzt wird, die Gleichungen

$$c\,p \sqrt{J} \,.\, y\,F - 2\,Q = 0 = f\,(F) \quad . \quad . \quad . \quad (42a$$

$$\text{und } c\,p \sqrt{J} \,.\, y \left[1{\cdot}5 - \frac{1}{4} \sqrt{\frac{c}{2}}\ \frac{y}{\sqrt[4]{F}}\right] = f'\,(F) \quad (42b$$

## Beispiel.

Für die gleiche Aufgabenstellung wie im Beispiele unter *a*), S. 33, bekommt man:

Nach der Tabelle, S. 16:

$$n = 0{\cdot}03,\ \frac{1}{n} = 33$$

Aus der Gl. 22:

$$p = 56{\cdot}78,\ q = 0{\cdot}71$$

Nimmt man vorerst $F_1 = 2{\cdot}7\ m^2$ an, so ergibt sich:

Aus Gl. 42): $y = 1{\cdot}1126$

„ „ 42a): $f\,(F_1) = -\ 0{\cdot}5400$

„ „ 42b): $f'\,(F_1) = 2{\cdot}7708$

und „ „ 31): $F_2 = 2{\cdot}7 + \dfrac{0{\cdot}5400}{2{\cdot}7708} = 2{\cdot}89$

Der Unterschied zwischen diesem Werthe von $F_2 = 2{\cdot}89$ und jenem von 2·73 (S. 34) ist unbedeutend und in der Unsicherheit der Rauhigkeitscoefficienten begründet.

## 2. Hauptaufgabe.

Gegeben sind:

Die secundliche Wassermenge Q, die mittlere Geschwindigkeit v und das Böschungsverhältniss des anzuwendenden günstigsten Profils.

Zu suchen sind:

Das Gefälle J, welches in diesem Falle ein Minimum sein wird, und die Abmessungen des Profils.

Wenn vorerst nach Gl. 40)

$$R = \frac{c}{2}\sqrt{F} = \frac{c}{2}\sqrt{\frac{Q}{v}} \quad . \quad . \quad . \quad (43$$

berechnet wird, so ergibt sich

*a)* mit Zugrundelegung der Darcy Bazin'schen Geschwindigkeitsformel aus Gl. 13:

$$J = \frac{v^2\,(\alpha R + \beta)}{R^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (43a$$

Schreibt man den Ausdruck von J in der Form:

$$J = \frac{v^2\left(\alpha + \dfrac{\beta}{R}\right)}{R},$$

so ist unmittelbar zu ersehen, dass für ein Maximum von R das Gefälle J den kleinsten Werth erhält.

Aus den Gl. 43) u. 43a) folgt J direct, ohne Anwendung einer Näherungsmethode, während t und b aus der Gl. 40) die Werthe

$$t = 2R \text{ und } b = t\,.\,2\,\mathrm{tg}\,\frac{\varphi}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (44$$

erhalten.

### Beispiel.

Ein Bewässerungscanal soll 5 $m^3$ Wasser mit 0·7 *m* mittlerer Geschwindigkeit liefern, hierbei aber mit einem minimalen Gefälle angelegt werden. Das Canalprofil sei zum Theil in Erde ausgehoben, zum Theil von Dämmen gebildet, welche mit dem beim Aushube gewonnenen Materiale aufzuschütten wären. Die Böschungen seien einfüssig (im Verhältnisse 1 : 1).

Aus der Tabelle, S. 32, erhält man:

$$\frac{c}{2} = 0{\cdot}3697, \text{ dann aus Gl. 43)}$$

$$R = 0{\cdot}3697 \sqrt{\frac{5}{0{\cdot}7}} = 0{\cdot}988\, m,$$

ferner aus Gl. 43a), indem nach Tabelle, S. 13, rund $\alpha = 0{\cdot}0003$ und $\beta = 0{\cdot}0004$ genommen werden:

$$J = \frac{\overline{0{\cdot}7}^2\,(0{\cdot}0003\,.\,0{\cdot}988 + 0{\cdot}0004)}{\overline{0{\cdot}988}^2} = 0{\cdot}000350$$

Schliesslich ergeben sich aus der Gl. 44):

$$t = 2\,.\,0{\cdot}988 = 1{\cdot}976\; m,$$

und mit Zuhilfenahme der Tabelle, S. 32:

$$b = 1{\cdot}976 \times 0{\cdot}8284 = 1{\cdot}637$$

*b)* Bei Benützung der Kutter'schen Formel zur Lösung der 2. Hauptaufgabe würde aus der Gl. 21) für J eine Gleichung 3. Grades folgen. Einfacher gestaltet sich die Rechnung nach der bereits vielfach benützten Newton'schen Näherungsmethode.

Indem zuerst aus Gl. 43) R berechnet und ferner der Kürze wegen

$$1 + \left(23 + \frac{0{\cdot}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}} = N \quad . \quad . \quad . \quad (45a$$

$$\text{dann} \quad \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{\cdot}00155}{J}}{N} = B \quad . \quad . \quad . \quad (45b$$

gesetzt wird, so bekommt man für einen entsprechend angenommenen Werth von J zufolge Gl. 21):

$$B \cdot \sqrt{R J} - v = o = f(J)\ ^{1)}. \quad . \quad . \quad . \quad (45c$$

Hieraus ergibt sich der 1. Differentialquotient nach J:

$$f'(J) = \left\{ B \frac{\sqrt{R}}{2\sqrt{J}} + \frac{0{\cdot}00155\,(1 - \sqrt{R})}{J \cdot \sqrt{J} \cdot N^2} \right\} \quad . \quad (45d$$

worauf nun die Formel Gl. 31) anzuwenden ist. Die Dimensionen des zugehörigen Querprofils folgen aus der Gl. 44).

Bei stärkeren Gefällen J, u. zw. bis nahe bei 1 pro mille erhält man einen sehr gut angenäherten Werth von J, wenn man in der Gl. 21) den Bruch $\frac{0{\cdot}00155}{J}$ als im Vergleiche zur Veränderlichkeit von n verschwindend klein weglässt. Dann erscheint, wenn man

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{23 + \dfrac{1}{n}}{1 + \dfrac{23\, n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R} = m \text{ setzt,} \\ J = \left(\dfrac{v}{m}\right)^2 \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (46$$

Beispiel

Es sei hier die nämliche Aufgabe wie im Beispiele auf S. 36 zu Grunde gelegt.

Es ist somit wie dort $R = 0{\cdot}988$

und nach S. 16 $n = 0{\cdot}03$, $\frac{1}{n} = 33$.

Aus Gl. 46) folgen:

$$m = 32{\cdot}658$$
$$J = 0{\cdot}000459$$

---

[1]) Solange $R < 1$ ist, wird mit wachsendem J auch B grösser, wie dies aus $\frac{d\,B}{d\,J} = \frac{0{\cdot}00155\ (1 - \sqrt{R})}{J^2\ N^2\ \sqrt{R}}$ zu ersehen ist, da hierbei die Differenz im Zähler positiv und somit auch $\frac{d\,B}{d\,J}$ positiv ist. Für $R = 1$ selbst, erscheint B unabhängig von J, u. zw. wird $B = \frac{1}{n}$.

Wenn endlich $R > 1$ ist, dann wird B kleiner, sobald J wächst.

Soll nun für den angenäherten Werth $J = 0{\cdot}0005$ die genaue Rechnung nach den Formeln 45) durchgeführt werden, so erhält man hierfür aus:

$$\begin{aligned} &\text{Gl. 45a): } N = 1{\cdot}78774 \\ &\text{Gl. 45b): } B = 33{\cdot}059 \\ &\text{Gl. 45c): } f(J) = +\,0{\cdot}03478 \\ &\text{Gl. 45d): } f'(J) = 735{\cdot}0412, \end{aligned}$$

somit aus Gl. 31):

$$J_2 = 0{\cdot}0005 - 0{\cdot}0000473 = 0{\cdot}0004527.$$

Die Abweichung dieses Werthes von J von jenem nach der Näherungsformel zu 0·000459 berechneten ist sonach verschwindend klein.

Die Proberechnung mit dem letzteren $J_2 = 0{\cdot}0004527$ ergibt für B die nämliche Grösse 33·059, welche erst in der 4. Decimale um 4 Einheiten von dem früheren B abweichen (kleiner sein) würde, und als f (J) den Werth — 0·00725, welche Zahl den Fehler in der Geschwindigkeit v vorstellt.

Die Differenz zwischen dem obigen nach der Kutter'schen Formel berechneten $J = 0{\cdot}000453$ und jenem, nach der Bazin'schen Formel (S. 36) unter sonst gleichen Bedingungen zu $J = 0{\cdot}000350$ bestimmten, rührt nur von der Unsicherheit her, welche in dem Rauhigkeitscoefficienten liegt. Denn für den bei Erdcanälen angegebenen Grenzwerth von $n = 0{\cdot}02$, $\frac{1}{n} = 50$ (S. 16) ergeben die vorstehenden Gleichungen 46):

$$m = 49{\cdot}719 \text{ und}$$

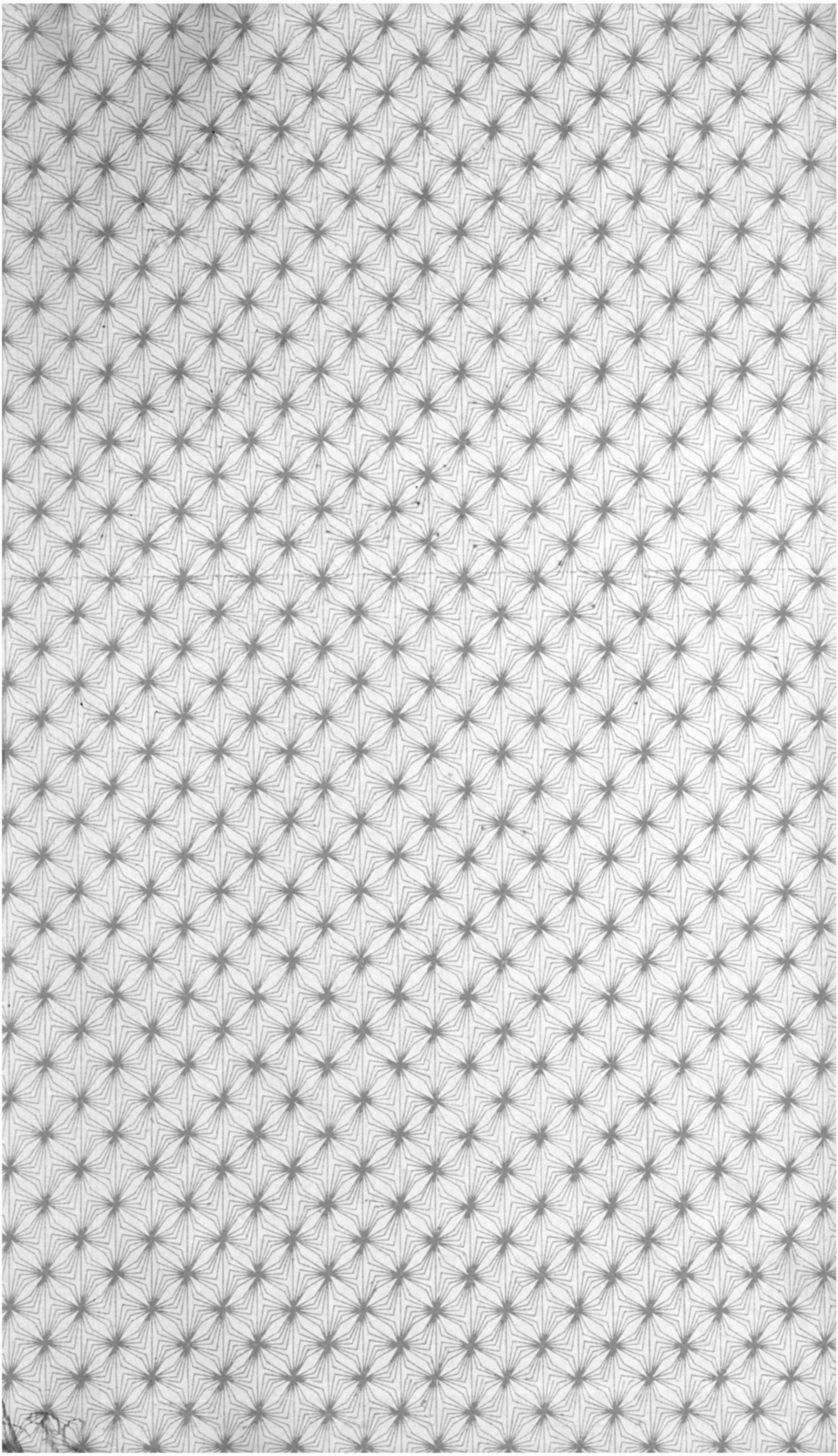
$$J = \left(\frac{0{\cdot}7}{49{\cdot}719}\right)^2 = 0{\cdot}000198,$$

welcher Werth noch um $(0{\cdot}000350 - 0{\cdot}000198) = 0{\cdot}000152$ kleiner (anstatt grösser wie früher bei $n = 0{\cdot}03$) ist, als das nach der Bazin'schen Formel berechnete J.

# Inhalts-Verzeichniss.

---

K. k Hofbuchdruckerei Karl Prochaska in Teschen.



K. k. Hofbuchdruckerei Karl Prochaska in Teschen.