

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

15534

IV.

1.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000301499



x
667

Binnengewässer.

Von

J. Schlichting,

Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.



No. 724.

Sonderdruck aus:

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Dritter Band: **Der Wasserbau.**

Erste Abteilung. I. Hälfte.

Herausgegeben von

L. Franzius, A. Frühling, J. Schlichting und **Ed. Sonne.**

DRITTE AUFLAGE.

Leipzig.

Wilhelm Engelmann.

1892.



**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

III 15534

Akc. Nr. 2213/49

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
§ 1. Einleitung	59
Erster Abschnitt. Eigenschaften der Binnengewässer.	
I. Stehende Gewässer.	
A. Natürliche stehende Gewässer.	
§ 2. Sümpfe und Moore	60
§ 3. Teiche	65
§ 4. Binnenseen	65
B. Künstlich hergestellte stehende Gewässer.	
§ 5. Künstliche Sammelbecken (Reservoir)	74
II. Fließende Gewässer (Wasserläufe).	
§ 6. Arten	76
A. Natürliche Wasserläufe.	
§ 7. Allgemeine Eigenschaften	79
§ 8. Speisung	80
§ 9. Wechsel des Wasserstandes	85
§ 10. Wechsel der Wassermenge	93
§ 11. Gefälle	96
§ 12. Geschwindigkeit	99
§ 13. Entstehung und Bewegung der Sinkstoffe	101
§ 14. Bildung der Wasserlaufbetten und der Thäler	111
§ 15. Eisstand und Eisgang	118
B. Künstlich hergestellte Wasserläufe.	
§ 16. Allgemeine Eigenschaften	123
Litteratur	124
Zweiter Abschnitt. Geodätische und hydrometrische Ermittlungen.	
§ 17. Allgemeines	126
I. Geodätische Ermittlungen.	
§ 18. Lageplan	126
§ 19. Längenprofil	128
§ 20. Querprofil	130

II. Hydrometrische Ermittlungen.

§ 21.	Wasserstandsbeobachtungen	135
§ 22.	Geschwindigkeitsmessungen	139
	1. Apparate zum Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeit in Wasserlaufstrecken	140
	2. Apparate zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Vertikalen der Wasserläufe	144
	a. Hydrometrische Röhren	144
	b. Hydrometrische Flügel	148
	c. Statische Strommesser	161
§ 23.	Ermittlung der Wassermenge	161
	1. Unmittelbare Messung	162
	2. Messung durch Wassermesser (Wasserzolle)	162
	3. Messung in Wehranlagen	164
	a. Abfluß in Öffnungen	164
	b. Abfluß in Überfällen	166
	4. Messung aus Querprofil und Geschwindigkeit	169
	a. Generelle Ermittlung der Wassermenge (Geschwindigkeitsformeln)	169
	b. Spezielle Ermittlung der Wassermenge (Geschwindigkeitsmessungen)	171
	5. Messung des abfließenden unregelmäßigen Wasserkörpers	174
	Litteratur	176

Dritter Abschnitt. Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

§ 24.	Allgemeines	178
§ 25.	Benetztes Querprofil	180
§ 26.	Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil	182
§ 27.	Theorie der Bewegung des Wassers	191
§ 28.	Theorie der gleichartigen (gleichförmigen) Bewegung	192
	Ältere Geschwindigkeitsformeln	193
§ 29.	Neuere Geschwindigkeitsformeln	195
§ 30.	Mittlere Geschwindigkeit im Querprofil bei verschiedenen Wasserständen	205
§ 31.	Bisherige Ergebnisse über die Bewegung des Wassers in Wasserläufen	206
	Litteratur	210

II. Kapitel.

B i n n e n g e w ä s s e r .

Bearbeitet von

J. Schlichting,

Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.

(Hierzu Tafel II bis VII und 65 Textfiguren.)

Für die erste Auflage wurde dieses Kapitel von Professor Dr. Ed. Schmitt in Darmstadt bearbeitet.

§ 1. Einleitung. Binnengewässer, im Gegensatz zum Meere, sind alle auf der Oberfläche des Festlandes vorhandenen stehenden und fließenden Gewässer. Bei ersteren bilden die vom Wasser benetzten Bodenflächen das Becken, bei letzteren das Bett. Insofern Becken und Bett auf natürlichem Wege entstanden oder künstlich hergestellt sind, lassen sich die Gewässer auch in natürliche und künstliche einteilen. Zu den natürlichen stehenden Gewässern gehören die Sümpfe und Moore, die natürlichen Teiche, die Land- oder Binnenseen, zu den künstlich hergestellten stehenden Gewässern aber die künstlichen Sammelteiche (Reservoirs).

Sowohl die natürlichen, als auch die in künstlich hergestellten Betten fließenden Gewässer nennt man ganz allgemein Wasserläufe. Die natürlichen zerfallen ihrer Größe und Bedeutung nach in natürliche Rinnen, Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme. Alle diese Wasserläufe werden durch die atmosphärischen Niederschläge des Binnenlandes gespeist, vergl. Kap. I. Die künstlich hergestellten und mit natürlichem Gefälle fließenden Gewässer treten als Rinnen, Gräben und Kanäle, teils auch als offene oder als überdeckte Leitungen auf. Ihre Anlage erfolgt für die Zwecke der Industrie, der Schifffahrt, der Landesmelioration und der Wasserversorgung.

Aufgabe der nachfolgenden Abhandlung ist es, die Eigenschaften der Binnengewässer, die zur Erkenntnis derselben führenden Mittel und die Hauptursache der Eigenschaften — die Bewegung des Wassers — mit Ausschluß der in der dritten Abteilung dieses Handbuchs behandelten Wellenbewegung, welche bezüglich der stehenden Binnengewässer im wesentlichen mit derjenigen des Meeres übereinstimmt, zu erörtern. Demgemäß ist der Stoff in drei Abschnitte gegliedert, und zwar:

- | | |
|-------------------|--|
| Erster Abschnitt. | Eigenschaften der Binnengewässer. |
| Zweiter | „ Geodätische und hydrometrische Ermittlungen. |
| Dritter | „ Bewegung des Wassers in Wasserläufen. |

Erster Abschnitt.

Eigenschaften der Binnengewässer.

I. Stehende Gewässer.

A. Natürliche stehende Gewässer.

§ 2. Sumpfe und Moore. Seichte Gewässer mit mangelnder Vorflut¹⁾ und stillstehendem, von Pflanzen und schlammigem Boden durchsetzten Wasser nennt man Sümpfe. Aus ihnen entstehen die Moore, welche im wesentlichen aus unvollkommen zersetzten, eine mehr oder weniger feste Masse bildenden Pflanzenresten, bei Hochmooren namentlich aus Moosen und Heidekräutern bestehen.

a. Sümpfe. Sie bilden sich wenn auch langsam, doch stetig auf Ländereien, denen die natürliche Vorflut fehlt. Während das Grundwasser sich im allgemeinen in einer dem Pflanzenwuchs nicht nachteiligen Tiefe unter der Bodenoberfläche befindet und dort mit meßbarem Gefälle abfließt (vergl. Kap. I, § 11), liegt in versumpften Geländen der Grundwasserspiegel horizontal und selbst bei niedrigem Stande nahe unter der Oberfläche, sodafs diese, sobald das Grundwasser durch unmittelbare oder mittelbare Einwirkung der atmosphärischen Niederschläge und Gewässer ansteigt, mehr oder weniger mit stillstehendem Wasser bedeckt und in Sumpf verwandelt wird. Jener Mangel an Vorflut kann nun zwar eine Folge künstlicher Anlagen, wie der Stauwerke, sein, wird indessen meist durch natürliche Verhältnisse hervorgerufen. So entstehen vorzugsweise an den Mündungen der Ströme ins Meer und in Flufsniederungen Sümpfe, sie werden aber auch durch Binnenseen und selbst im Hochlande durch undurchlässigen Untergrund erzeugt.²⁾

An Strommündungen ist die Sumpfbildung eine Folge der dort zur Ablagerung gelangenden, dem Binnenlande und der Meeresküste entstammenden Sinkstoffe. Indem diese dort in großer Menge niederschlagen und mit der Zeit zu hohen Sinkstoffbänken anwachsen, behindern sie den Abflufs des bei höheren Wasserständen oder zur nassen Jahreszeit auf die Niederungen gelangten Wassers und veranlassen dieses sonach dasselbst zu verbleiben. Es entstehen nunmehr in solchen Niederungen Wasserpflanzen, die bei dem meist reichen Schlickgehalt des Bodens tüppig gedeihen und den Beginn der Versumpfung anzeigen.

Ähnliche Bedingungen finden sich in Flufsniederungen vor³⁾, indem sowohl das Schlängeln der Flußläufe, wie beispielsweise am Oberrhein vor seiner Regulierung, als auch die häufige Erhöhung des Flußbettes und der Uferländer den angrenzenden Ländereien die natürliche Vorflut entziehen und das Verbleiben des zeitweise aus dem Fluß über die Ufer getretenen oder auch unmittelbar durch atmosphärische Niederschläge zugeführten Wassers veranlassen. Noch ungünstiger liegen die Verhältnisse in Niederungen, welche durch Hochwasserdeiche vom Wasserlauf abgeschlossen sind, der Zuführung von Sinkstoffen also ganz entbehren und dauernd in ihrer ursprünglichen Höhenlage verbleiben, während die der Überschwemmung und Ablagerung von Sinkstoffen des Wasserlaufs

¹⁾ Vorflut ist die Eigenschaft eines Wasserlaufs, die in denselben gelangende Wassermenge überall unbehindert abzuführen, ganz allgemein also die Fähigkeit der Wasserabführung.

²⁾ Vergl. Vincent. Entstehung der Moore und Brüche. Annalen der Landwirtschaft in Preussen 1868.

³⁾ Vergl. Christiani. Das Oderbruch, 1855. — Wehrmann. Die Eindeichung des Oderbruchs, 1861.

— Dannemann. Die Melioration des Warthebruchs, 1866. — Potoenik. Der Laibacher Morast.

fortwährend ausgesetzten Vorländer mit dem Flußbett stetig anwachsen und die Vorflut des Binnenlandes immer mehr verkümmern, sodafs letzteres im Laufe der Zeit der Versumpfung anheimfällt.

An den Ufern der Binnenseen ist die immermehr zunehmende, aus der Zuführung von Sinkstoffen der Wasserläufe entstehende Verlandung die Veranlassung zur Sumpfbildung. Vorzugsweise sind die Buchten der Binnenseen der Verlandung ausgesetzt, indem sich dort infolge der geringen Wasserbewegungen die feineren, im Wasser schwebenden Sinkstoffe am schnellsten niederschlagen, es bilden sich indessen auch an den Mündungen der Wasserläufe in die Binnenseen oft erhebliche Verlandungen. Letztere entstehen aus den Ablagerungen der gröberer, von den Zuflüssen zugeführten Sinkstoffe. Die Folge dieser Verlandungen ist nicht nur die Verflachung der Binnenseen, sondern auch die Verlängerung des Betts der Zuflüsse und die Verminderung des relativen Gefälles derselben. Da sich die Verlandungen stetig erhöhen, so wirken sie wie Stauwerke, erzeugen also oberhalb derselben stehende Gewässer von oft großer Ausdehnung. Auch an der Ausmündung der Seen, dort wo ihr Abfluß nach Wasserläufen erfolgt, zeigen sich Verlandungen, welche eine allmähliche Hebung des Seewasserspiegels, also ebenfalls Versumpfung niedrig belegener Uferländereien bedingen, vergl. § 4.

Was endlich die Sumpfbildung im Hochlande betrifft, so ist es in der Regel undurchlässiger Untergrund, welcher den Abfluß des dort sich ansammelnden Wassers verhindert und sonach Versumpfung herbeiführt.

Ganz allgemein beginnt die eigentliche Versumpfung der mit stehendem Wasser bedeckten Flächen mit dem Auftreten der Wasserpflanzen, indem diese nach Ablauf der jedesmaligen Periode des Wachstums der Pflanzen durch den Einfluß der Luft, Wärme und Feuchtigkeit nur zu teilweiser Verwesung gelangen, auf den Boden niedersinken, sonach dort, von der Luft abgeschlossen, vor völliger Zersetzung bewahrt bleiben und in dem Zustande der Vermoderung eine schlammige Masse bilden, welche zunächst als dünne Schicht den Boden bedeckt, mit jedem Jahre jedoch an Mächtigkeit zunimmt. Hieraus entwickeln sich dann im weiteren Verlauf die Moore.

Sümpfe sind sowohl in volkswirtschaftlicher als auch in gesundheitlicher Beziehung von großem Nachteil, indem sie der Kultur große Flächen entziehen und durch ihre Ausdünstungen Fieberkrankheiten, bisweilen sogar Seuchen erzeugen.

Zu den ausgedehntesten Sümpfen Europas zählen die in Mittel-Italien, südöstlich von Rom, zwischen dem Tiber und dem Garigliano längs der Küste des Tyrrhenischen, bezw. Mittelländischen Meeres belegenen Pontinischen Sümpfe, welche ihren Namen von Pometia, der alten Hauptstadt der Volsker, erhalten haben und dieserhalb früher auch die Pomtinischen genannt wurden. Schon die ältesten Schriftsteller berichten über diese Sümpfe und es ergibt sich aus den uns überlieferten Mitteilungen die bemerkenswerte Thatsache, daß das Sumpfgelände der Vorzeit dort lange nicht die Ausdehnung gehabt hat, wie gegenwärtig, denn Strabo nennt das Pontinische Gebiet ein fruchtbares Land, einige geringe Stellen an der Küste ausgenommen, welche sumpfig und ungesund sind, jedoch nicht im Zusammenhange stehen, Plinius aber meldet, daß 23 zum teil sehr bedeutende und volkreiche Städte, wie Pometia, Antium u. s. w., in den Pontinischen Sümpfen vorhanden gewesen seien. Gegenwärtig nehmen die Sümpfe bei einer Längenausdehnung von etwa 42 km eine aus zahlreichen einzelnen Becken sich zusammensetzende Fläche von 30 329 ha ein. Nach Livius soll die Trockenlegung zuerst im Jahre 160 v. Chr. mit Erfolg unternommen und schon damals aus den sumpfigen Flächen Ackerland gemacht worden sein. Demnächst beschäftigte sich Julius Cäsar mit demselben Werke und nach ihm besonders Trajan. Die dann folgenden römischen Kaiser ließen die ausgeführten Anlagen in Verfall geraten und es erfolgte eine Wiederaufnahme der Arbeiten erst unter dem Gotenkönige Theodorich. Jahrhunderte lang geschah dann nur wenig, bis Papst Sixtus V. im Jahre 1589 den nach ihm benannten Entwässerungskanal Fiume Sixto anlegte. Erneute und wirksame Anstrengungen unternahm erst 1777 Papst Pius VI. auf Grund eines von Gaetano Rappini aus Bologna aufgestellten Entwässerungsprojekts, welches vorzugsweise auf der Anlage eines die

Sümpfe in ihrer Längenrichtung durchziehenden, in den Golf von Terracina mündenden Entwässerungskanal, der sog. Linea Pia und der Wiederherstellung und Vervollständigung der schon 312 v. Chr. durch Appius Claudius begonnenen und durch Trajan fortgesetzten, seitdem aber mehr oder weniger verfallenen, auf dem linken Ufer des Kanals belegenden Via Appia beruht. Über die Ausführungen und die dadurch erzielten Erfolge, sowie auch über die älteren Arbeiten sind in dem 1822 erschienenen de Prony'schen Werke „*Marais Pontins*“ eingehende Mitteilungen enthalten, gleichzeitig auch die Grundsätze für die fernere Behandlung der völligen Entwässerung der versumpften Ländereien entwickelt. An dieser Stelle wird es genügen, nur der Entstehung der Pontinischen Sümpfe zu gedenken. Im allgemeinen sind dieselben, wie auch andere Maremmen-Versumpfung der unteren Flußgebiete und Küstenländereien — eine Folge der Ablagerung von Sinkstoffen in den Mündungen der Wasserläufe. Im besonderen hat die Versumpfung des Pontinischen Gebiets damit begonnen, daß sich längs der Küste des Tyrrhenischen Meeres aus den Sinkstoffablagerungen in den Mündungen der Wasserläufe des benachbarten Albanischen Gebirges unter dem Einfluß von Wellenschlag und Wind nach und nach eine dünenartige Erhöhung bildete, welche den Abfluß der atmosphärischen Niederschläge und der Höhengewässer behinderte. Durch Bohrungen ist festgestellt worden, daß der Untergrund der Sümpfe aus Seeland besteht, daß sonach in alter Zeit das Meer den Fuß des Albanischen Gebirges bespült hat. Über dem Seeland lagern die vom Gebirge ins Meer geführten größeren und kleineren Sinkstoffe, welche im Laufe der Zeit immer weiter ins Meer gelangten, schließlich an der Küste über Wasser hervortraten und nunmehr zu Riff-, Strand- und Dünenbildung längs der Küste Veranlassung gaben. Mit dem Vorhandensein der Dünen wurde die regelmäßige Entwässerung der Ländereien zwischen den Dünen und dem Gebirge, also des jetzigen Sumpfgebiets behindert, weil sich auf demselben bei erheblicher Breite in den ins Meer einmündenden Gebirgsflüssen meist nur ein sehr geringes Gefälle entwickeln konnte. Wesentlich befördert wurde indessen die Versumpfung durch eine über dem Gebirgsgerölle entstehende, undurchlässige Schicht, welche sich zum teil aus vulkanischen Produkten, zum teil auch aus Niederschlägen kalk- und schwefelhaltiger Quellen gebildet haben soll. Nunmehr war auch die unterirdische Verbindung mit dem Meere behindert und in dem Maße, als diese undurchlässige Schicht an Mächtigkeit zunahm, verringerte sich der Abfluß der auf das Gebiet entfallenden atmosphärischen Niederschläge und der dorthin entwässernden Gebirgswasserläufe. So entstanden ausgedehnte, sumpfige Wasserflächen, in denen sich bei den klimatischen Verhältnissen Italiens eine üppige Bildung von Wasserpflanzen erzeugte. Mit ihrem Auftreten begann die eigentliche Versumpfung und mit dieser die Torfbildung. Über der undurchlässigen Schicht lagert denn auch der Torf in verschiedener Mächtigkeit, und es muß sich dieser auch weiterhin bei der durch das Klima begünstigten Vegetation noch so lange bilden, bis die völlige Trockenlegung des versumpften Gebiets durch Beschaffung natürlicher oder künstlicher Vorflut oder aber durch Erhöhung mittels der Sinkstoffe der Gebirgswasserläufe erreicht sein wird. Bei dem schnellen Verschlammen der zahlreichen und ausgedehnten Entwässerungskanäle, von denen nach de Prony allein die schiffbaren im Jahre 1811 eine Länge von 190 km besaßen, ist die Unterhaltung der Anlagen äußerst schwierig und doch hängt von dem guten Zustande der Kanäle die regelmäßige Abführung der erheblichen Wassermenge, welche einem Gebiet von 130 261 ha entstammt, ab. Dies Gebiet ist aber etwa viermal größer, als das der Pontinischen Sümpfe.

b. Moore. Unter Moor versteht man ein Verwesungserzeugnis organischer Stoffe verschiedenster Art, die fortwährend durch weitere Verwesung eine Veränderung ihrer chemischen und auch einzelner physikalischen Eigenschaften erleiden. Einige der letzteren sind allen Moorarten gemein und zwar: Große Wasserkapazität, bräunliche Färbung, Entwicklung von Kohlensäure und Festhaltung von Basen. Zur Bildung des Moores ist Wasser erforderlich, welches wegen undurchlässigen Untergrundes oder wegen Mangel an Vorflut nicht vollständig abfließt und längere Zeit über dem Boden stehen bleibt.

Die alljährlich absterbenden Pflanzen liefern das Material zur Bildung der Moore, welche auch Brüche oder Moose genannt werden. Ihrer Entstehung nach unterscheidet man Unterwassermoore und Überwassermoore. Zu den ersteren, auch Grünlandsmoore genannt, gehören die Torf-, Darg-, Bruch-, Wiesen- und Grasmoores, zu den letzteren, auch Hochmoore genannt, die Dosen-, weißen und grauen Moore.

Wenn das nicht abfließende Wasser aus atmosphärischen Niederschlägen oder aus Wasserläufen stammt, die wenig Schlickteile führen, so entsteht das gewöhnliche

Torfmoor, welches je nach dem Ort und der Menge der Pflanzennährstoffe Unterwasser- oder Überwassermoore ist. Eine andere Art des Moores ist das durch schlickhaltiges Wasser in Flusnniederungen und an den Küsten des Meeres durch Überschwemmung entstehende Schlammmoor. In diesem bilden mineralische Bestandteile, im Torfmoor dagegen Verwesungserzeugnisse organischer Stoffe den wesentlichen Bestandteil der Masse. Im Schlammmoor sind nur 5—30, im Torfmoor 50—100 Gewichtsprocente Moor enthalten. Je nach den mineralischen Bestandteilen des Schlammmoorbodens, welcher sich sowohl im Gebirge, als in Flus- und Seeniederungen vorfindet, unterscheidet man Thon-, Lehm-, Mergel- und Sandmoorböden.

Die charakteristische Eigenschaft zur Unterscheidung der Torfmoore, als Unterwasser- und als Überwassermoore, bilden die Pflanzenarten, aus deren Verwesung das Moor entstanden ist. Eine solche Unterscheidung ist indessen dort nicht durchführbar, wo die in Betracht kommenden Pflanzenarten mehr oder weniger gemischt auftreten.

Unterwassermoore entstehen im allgemeinen an Strommündungen, in Flussthälern und an den Ufern der Binnenseen, wenn dort die Bedingungen zur Sumpfbildung gegeben sind. Letzteres ist beispielsweise der Fall in Flusnniederungen, indem die Flusssinkstoffe in der Nähe des Bettes Erhöhungen bilden und diese den Abflus der übrige Niederung überflutenden Wassers behindern, welches dort gelöste Sinkstoffe, namentlich Kalk, ablagert. Auf diesem Untergrund sowohl, als auch auf der Wasseroberfläche entwickelt sich mit der Zeit der aus Algen, Schilf, Binsen, Riedgras, Moos und verschiedenen Wasserpflanzen bestehende Sumpfpflanzenwuchs. Die Reste der absterbenden Pflanzen sinken auf den Boden nieder, gelangen aber hier wegen des Mangels an Sauerstoff nur zu teilweiser Verwesung und Verkohlung. Die festen Bestandteile der Pflanzen bilden die Moderkohle, welche sich, bei steter Wiederholung dieses Entstehungs- und Verwesungsprozesses in dünnen Schichten übereinander ablagern und nach und nach unter dem immer stärker wirkenden Druck solange an Mächtigkeit und Dichtigkeit zunehmen, bis sie den Wasserspiegel erreicht haben. Nunmehr können eigentliche Wasserpflanzen nicht mehr, sondern nur noch einige Sumpfräser und Moose, besonders *Hypnum*-Arten, gedeihen, deren Reste indessen jetzt unter dem Einflus des Sauerstoffs der Luft zur vollständigen Verbrennung gelangen. Die Erhöhung des Moores ist daher jetzt, trotzdem aus demselben fortwährend durch Kapillaranziehung Wasser nach der Oberfläche aufsteigt und immer neue Pflanzen entstehen, eine nur sehr geringe, oft in Jahrhunderten kaum wahrnehmbare.

Hauptbestandteil des Unterwassermoores ist Kohlenstoff, 70—80 %, außerdem sind darin enthalten 0,5 bis 3 % Stickstoff und 10—30 % Quarzsand, Thon, Kalk und Talkerde, sowie Eisenocker, Schwefelkies, Gips und Überreste von Schneckenhäusern. Die Mineralstoffe sind das Entscheidende für Unterwassermoore, weil nur hierdurch die zur Bildung solcher Moore erforderlichen Pflanzen erzeugt werden können.

Überwassermoore, meist Hochmoore genannt, sind solche Moore, bei denen weder im Untergrunde, noch in dem darüber stillstehenden Wasser die vorgenannten Mineralstoffe, welche die zur Bildung von Binsen und Sumpfräsern notwendigen Nährstoffe erzeugen, enthalten sind. Hier gedeihen nur niedere Conerven und Chara-Arten, sowie ähnliche Pflanzen, die aber ebenfalls durch Absterben und Niedersinken der verkohlten Pflanzenteile Moor bilden und mit der Zeit dessen Ansteigen bis zum Wasserspiegel veranlassen. Nunmehr entwickeln sich verschiedene Moose, besonders *Sphagnum cymbifolium* und *acutifolium*, welche so tüppig und dicht wuchern und mit ihren Wurzeln sich derartig verschlingen, daß die Luft von aufsen fast ganz vom inneren

Moor abgeschlossen wird, infolge dessen dort fast ausschließlich Verkohlung eintritt. Das Moor wächst nunmehr so lange auf, als zu den Pflanzen noch Feuchtigkeit durch Kapillaranziehung aufsteigen kann. Mit dem Aufhören der Feuchtigkeit sterben die Moose ab und an deren Stelle treten Heidekräuter (*Calluna vulgaris* und *Erica tetralix*) als obere Decke des nun nicht mehr wesentlich ansteigenden Moores. Dasselbe ist in der Mitte oft einige Meter höher als an den Rändern, weil sich in der Mitte wegen mangelnden Gefälles am längsten sumpfiges Wasser erhält, während an den Rändern der Abfluß leichter und schneller erfolgt. Das Moor bildet demgemäß eine schwach konvexe Oberfläche. Die obere Schicht des Moores heißt Moostorf, die mittlere, welche die Hauptmasse bildet, Fasertorf und die unterste Pechtorf.

Bei tief gelegenen Überwassermooren besteht der Untergrund meist aus Sandboden, auf welchem sich zunächst in Vertiefungen Heidekräuter ansiedeln, deren in stehendem Wasser verwesende Bestandteile die Poren des Sanduntergrundes verstopfen und so nach und nach eine undurchlässige Bodenschicht erzeugen. Über den Heidekrautschichten beginnt die Bildung der Moose und die Weiterentwicklung des Moores in vorbeschriebener Weise. Moore treten aber auch in Gebirgen auf und zwar dort, wo undurchlässiger Untergrund das sich in Vertiefungen und flachen Hochthälern ansammelnde Tages- und Quellwasser am Abfluß behindert, namentlich wenn sich kalihaltige Quellen in feldspatreichen Gebirgen über Thonboden vorfinden.

Die Tiefe der Moore ist sehr verschieden; im Gebirge beträgt sie 1—3 m, in Bergschluchten erheblich mehr, in Niederungen 4—12 m, in Irland und Nordamerika wird sie von Zimmermann (Wunder der Welt. Berlin 1855) mit 85 bis 94 m angegeben; er bemerkt, es sei durch Bohrungen festgestellt worden, daß der Torf dort in den unteren Schichten eine steinige Beschaffenheit angenommen habe.

Besonders zahlreich sind Moore in nördlichen Gegenden, namentlich in Schweden, Finnland, Irland, Holland, Nordamerika und Norddeutschland, woselbst sich horizontale Flächen von großer Ausdehnung, die bei mangelndem Gefälle der natürlichen Vorflut ermangeln, vielfach vorfinden. Zu den größten Überwassermooren in Deutschland gehört das auf dem linken Emsufer belegene, die Scheide zwischen Deutschland und den Niederlanden bildende Bourtanger Moor, welches eine Fläche von 1375 qkm einnimmt. Aus den in 1 m Tiefe unter der Mooroberfläche in der nordwestdeutschen Tiefebene im südlichen Oldenburg aufgefundenen römischen Bohlenwegen⁴⁾ läßt sich schließen, daß die Moorbildung hier sehr langsam vorgeschritten ist, während sich die Moore in Finnland viel schneller und zwar um 1 cm im Jahre erhöht haben sollen. In Äquinoktial-Gegenden können Moore nicht entstehen, weil daselbst die zur Moorbildung geeigneten Wasserpflanzen infolge der hohen Temperatur vollkommen zersetzt werden.

Vielfach werden in Mooren gut erhaltene Baumstämme, sogar die Reste großer Eichen-, Birken-, Erlen-, Fichten- und Kiefernwälder angetroffen. Aus der gleichmäßigen, gewöhnlich mit den Wipfeln nach Südost gerichteten Lage der Bäume schließt man, daß ihre Niederlegung durch heftige Orkane erfolgt und daß durch die nun eintretende Behinderung des Wasserabflusses im Verein mit den verwesenden organischen Stoffen, welche im Sanduntergrunde eine undurchlässige Schicht erzeugten, die Moorbildung eingeleitet worden sei.

Der Moorboden enthält gewöhnlich viel Stickstoff, außerdem auch Kalk, Eisen, Kieselsäure, Kochsalz und Gips. Bemerkenswert ist seine bedeutende Wasserkapazität,

⁴⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 209.

indem 100 Gewichtsteile Moorboden bis 180 Gewichtsteile Wasser aufnehmen können, infolge dessen sein Volumen, je nach dem Wassergehalt, ein sehr veränderliches ist. Trotzdem eignet sich derselbe zur landwirtschaftlichen Kultur, wenn sich der Grundwasserspiegel im Moorgebiet senken läßt. Sehr stickstoff- und kalkreich ist besonders die mit Heidekraut bewachsene Schicht der Hochmoore, auch hat sie eine größere Dichtigkeit und Festigkeit, als die darunter liegende Schicht, die sog. Bunk-Erde, welche in Bezug auf Pflanzennährstoffe gegen die Heidekrautschicht erheblich zurücksteht. — Ausführlichere Erörterungen über Entstehung der Moore finden sich in folgenden, vorstehend benutzten Quellen und zwar: v. Bodungen. Moorwirtschaft. Hildesheim 1880. Krey. Moorkultur. Berlin 1885. Kurs. Neueste Moorkultur in Deutschland. Deutsche Revue der Gegenwart 1887, S. 678. Über die Kultur der Moore vergl. das Kapitel Meliorationen.

§ 3. Teiche. Unter Teiche sollen alle kleineren, mit nahezu stehendem Wasser mehr oder weniger angefüllten, Becken bildenden Vertiefungen in der Erdoberfläche verstanden werden. Teils sind sie in natürlichem Zustande, teils auch, wie die Mühlteiche, mit einfachen Stauvorrichtungen versehen. Vorzugsweise treten sie in gebirgigen und hügeligen Gegenden auf, sie kommen indessen auch im Flachlande und selbst in Fluszniederungen vor. Ihre Speisung erfolgt teils unmittelbar durch die atmosphärischen Niederschläge, teils durch Zuflüsse, teils auch durch Quellen und Grundwasser. Ihre Wassermenge und ihr Wasserstand hängen von der Speisewassermenge, von der Ausdehnung und Tiefe des Beckens, vom Wasserverlust durch Verdunstung und Versickerung, und von der Abflussmenge ab. Der Abfluß erfolgt bei natürlichen Teichen dadurch, daß das Wasser über das am tiefsten belegene, mit dem Abflußgraben in Verbindung stehende Teichufer läuft, bei den mit Stauvorrichtungen versehenen Teichen jedoch durch Öffnung der Abflusrrinnen und Abflußkanäle. Teiche der letzten Art werden zu landwirtschaftlichen und zu industriellen Zwecken benutzt. Der Landwirtschaft dienen sie zur Bewässerung von Wiesen, zur Entwässerung der Ackerländereien, indem sie Drainwasser aufnehmen, zum Fischfang und zum Tränken des Weideviehs, der Industrie aber zur Anlage von Wassertriebwerken, vorzugsweise zum Betriebe von Mahl- und Schneidemühlen u. s. w. Behufs ihrer Erhaltung muß von Zeit zu Zeit eine Reinigung der Becken erfolgen, weil der Zufluß des Wassers Sinkstoffe zuführt, welche sich auf dem Teichgrund niederschlagen und das Fassungsvermögen des Beckens vermindern. Meist sind diese Sinkstoffe, da sie bei höheren Wasserständen und heftigen Regengüssen von kultivierten Ländereien und den Teichufern abgewaschen werden, schlick- und humusreich, sie begünstigen daher in dem zeitweise fast ganz stillstehenden Wasser auch die Bildung der Schilf-, Rohr- und Wasserpflanzen und führen hierdurch im Lauf der Zeit zur Sumpfbildung (§ 2) und zu deren nachteiligen Folgen, namentlich zur Entwicklung schädlicher Ausdünstungen und zur Verringerung der kulturfähigen Bodenflächen.

§ 4. Binnenseen. In den unter der Bezeichnung „Binnen- oder Landseen“ bekannten größeren stehenden Gewässern werden die auf das Festland entfallenden in die Seen gelangenden atmosphärischen Niederschläge insoweit zurückgehalten, als sie nicht in offenen Wasserläufen oder unterirdisch alsbald abfließen. Man nennt die Seen Flusseen, wenn sie Zu- und Abfluß, Mündungsseen, wenn sie nur Zufluß, Quellenseen, wenn sie nur Abfluß und Steppenseen, wenn sie, wie einzelne hochgelegene Gebirgsseen, keinen Abfluß und nur unbedeutenden Zufluß haben. Auch unterscheidet man Süß- und Salzwasserseen. Letztere kommen vorzugsweise in Asien vor; der bedeutendste daselbst

ist das 400 m unter dem Spiegel des Mittelländischen Meeres belegene „Tote Meer“. Zu den Binnenseen werden auch die von der Ostsee durch schmale Landzungen, sog. Nehrungen, getrennten und mit dem Meer nur durch schmale Rinnen zusammenhängenden Haffe oder Strandseen gerechnet, die indessen als mit dem Meere in Verbindung stehend in der dritten Abteilung dieses Werkes zur Erörterung gelangen. Hier sollen nur die Flufsseen besprochen werden.

Jeder See besteht aus dem Becken und dem dasselbe anfüllenden Wasser, und beide bestimmen im wesentlichen sein hydrographisches Verhalten, den sogenannten Wasserhaushalt (*Regime*).

a. Becken. Die Entstehung der Seebecken zu untersuchen ist Sache der Geologie, hier genügt es hervorzuheben, dafs dieselben im Laufe der Zeit mannigfache Umbildungen erfahren haben, weil die Gebirge⁵⁾ vermöge der stetigen Verwitterung niedriger, die Thäler und Seebecken aber vermöge der stetigen Ablagerung der Erzeugnisse jenes Verwitterungsprozesses höher geworden sind. In welchem Mafse dies geschehen ist, läfst sich selbst für die historische Zeit nicht angeben, da zuverlässige ältere Beobachtungsergebnisse fehlen. Immerhin ist die Menge der den Binnenseen nachweislich zugeführten Sinkstoffe eine verhältnismäfsig geringe. Beispielsweise entspricht⁶⁾ die in 14^{1/2} Jahren durch die Reufs in ihrer Mündung im Vierwaldstätter See abgelagerte Menge grober Geschiebe, auf den ganzen schweizerischen Kanton Uri verteilt, erst in 63 Jahren einem Abtrage von 12 mm, sodafs die Erniedrigung der Gebirge fast unmeßbar ist, während sich in den Teilen des Sees, woselbst der Gebirgsdetritus ausgedehnter Flächen durch ein weitverzweigtes Netz von Wasserläufen auf einen Ort von vergleichsweise geringer Ausdehnung vereint wird und nach und nach zu Tage tritt, eine merkbare Umgestaltung der Seebecken feststellen läfst. Eine solche wird auch bezüglich des Genfer Sees, welcher seit der Römerzeit sein Becken um etwa 565 m abwärts verlegt haben soll, sowie bezüglich des Züricher, Walen- und Bodensees angenommen. Letztere drei Seen sollen in früherer Zeit zu einem zusammenhängenden See vereinigt gewesen und erst durch die Schuttkegel der Linth und des Rheins getrennt worden sein. Dafs Auflandungen in Binnenseen durch die Zuführung von Sinkstoffen namentlich an den Einmündungen der gröfseren Wasserläufe erfolgen, lehrt auch die Gestaltung der zeitigen Seeufer. Ein Beispiel dieser Art liefert nach F. 1, T. II der Bodensee an der Einmündung des Rheins und der Bregenzer Ach. Während der Rhein nur Schlamm und Sand, zeitweise allerdings in grofser Menge, zuführt, seine groben Sinkstoffe aber gegenwärtig noch oberhalb der Mündung bei Rheineck und weiter aufwärts ablagert, hat die Bregenzer Ach ihren Schuttkegel schon bis zu ihrer Mündung vorgeschoben. Dort bleiben die groben Geschiebe liegen und wirken wie ein Stauwerk, infolge dessen sich der Ach-Spiegel an der Mündung einige Meter über dem Bodenseespiegel erhebt. Der Schuttkegel der Ach erstreckt sich in etwa 2000 m Breite bis zur Wassertiefe von 25 m in den See hinein. Die über dem Seespiegel hervortretenden Landzungen am Kniehorn, an der Rohr- und Rheinspitze sind offenbar aus den stetig zugeführten Sinkstoffen entstanden, und es haben dieselben die frühere Gestaltung des Sees verändert und das Seegebiet verringert. Dies ergiebt sich auch aus der Verflachung der Seeufer in der Nähe jener Flufseinmündungen. Während sich nämlich fast überall, namentlich am

⁵⁾ Über die Entstehung der Hebungen und Senkungen in der Erdoberfläche vergleiche Hypothese von H. Schmick in „Neue Theorie periodisch säkularer Schwankungen des Seespiegels. Leipzig 1878“, sowie auch Kap. XVI der 2. Aufl. Säkulare Flut.

⁶⁾ Vergl. Heim. Korrektion der Gebirgswässer. St. Gallen 1870.

stüdliehen Ufer des Sees eine schmale, flache Bank, wegen der hellen Färbung des Wassers daselbst die „Wyfse“ genannt, hinzieht, und vom Rand dieser Bank, der sog. „Seehalde“, die große Seetiefe plötzlich und schroff beginnt, haben die Ablagerungen vor den Flusseimündungen auf der Strecke von unweit Rorschach bis Bregenz die Seehalde völlig verschüttet und eine Verflachung gebildet, welche sich 1500—2000 m weit bis zur großen Seetiefe mit flacher Böschung ausdehnt. Dieser kesselartigen Gestaltung des Bodenseebeckens wird das nur sehr langsame Vorrücken der Auflandungen zugeschrieben, was sich aus dem Alter und der Lage der dort vorhandenen Dörfer und des alten Holzbestandes am Ufer ableiten läßt. Aus diesem Grunde nimmt auch Honsell (s. Der Bodensee. Stuttgart 1879), dem vorstehende und auch noch weiterhin folgende Angaben entlehnt worden sind, an, daß seit einem Jahrtausend die Höhenverhältnisse an der Rheinmündung eine erhebliche Veränderung nicht erfahren haben, daß dies aber in der großen Tiefe des Sees und in den vorerwähnten örtlichen Verhältnissen seine Erklärung finde. Die noch stets erfolgende Schlamm- und Sandzuführung ergibt sich übrigens schon bei jedem Hochwasser des Rheins aus der Trübung des Sees auf 3 bis 4 km Breite vor der Mündung, wobei der Schlamm in große Tiefen gelangt, während der Sand dort schon niederschlägt, wo sich die Strömung des zufließenden Wassers entsprechend ermäßigt.

Die Wirkung der an den Wasserlaufemündungen entstehenden Auflandungen auf die Umgestaltung des Seebeckens und die Änderung des Verhaltens der Seen ist im allgemeinen eine geringere, als diejenige der Auflandungen, welche vielfach an den Seeausmündungen entstehen und eine Hebung des Seespiegels veranlassen. Dies zeigt sich insbesondere bei den meisten Seen des Alpengürtels.⁷⁾ Die Auflandungen beginnen dort mit Ablagerung der im Wasser schwebenden Schlick- und gelösten Mineralteile. Demnächst erzeugt sich in diesen Ablagerungen eine tüppige Bildung von Wasser- und Sumpfpflanzen, deren unvollkommene Verwesung wieder im Lauf der Zeit eine Moor- und Torfbildung herbeiführt. Indem nun die so versumpften Auflandungen als Torfmoore allmählich bis über den Seespiegel hervortreten, bilden sie schließlich die sog. „Seemoose“, welche oft in großer Ausdehnung vor den Seeausmündungen angetroffen werden. Von dieser Entwicklung sind nur diejenigen Strecken ausgeschlossen, in denen die Geschwindigkeit des aus dem See abfließenden Wassers die Ablagerung von Sinkstoffen verhindert. Es entstehen sonach in den Seemoosen Wasserlaufbetten und da diese zum Abfluß des Wassers ein gewisses Gefälle beanspruchen und diesem auch die Mooroberfläche folgt, werden die Betten mit dem Vorschreiten der Auflandungen immer länger, ihre Ufer aber seewärts immer höher. Das Ergebnis einer derartigen Entwicklung der Seemoose ist die stetige Hebung der Seespiegel, aus der wieder eine stetige Vergrößerung der Seeflächen und eine entsprechende Zunahme der Versumpfung der Seeufer entsteht.



Ein Beispiel dieser Art liefert nach Fig. 1 der Starnberger See in Baiern, bei welchem sich das Seemoos zur Zeit von der früheren Mündung des Seeausflusses ab in einer

⁷⁾ Statzner. Versumpfung in den Seen des Alpengürtels. Kultur-Ingenieur 1868.

Länge von 3768 m in den See hinein erstreckt. Das Abflusbett in demselben besitzt ein Gefälle von 0,78 m, welches sonach auch die erfolgte Seespiegelhebung darstellt. Ähnlich liegen die Verhältnisse am Ammer-See in Bayern, bei dem die Länge des Seemooses auf 5652 m und die Seespiegelhebung auf 1,44 m angegeben wird.

Außer durch Seemoose können Hebungen der Seespiegel auch durch Sinkstoffablagerungen in den Wasserlaufbetten unterhalb der Seeausmündungen veranlaßt werden, indem derartige Ablagerungen den Abfluß behindern und im allgemeinen wie Stauwerke wirken.

Beispielsweise ist dies nach F. 4, T. II beim Walen- oder Wallenstätter See erfolgt, sodafs dort die in F. 3 schematisch dargestellte künstliche Senkung des Seespiegels um 5,40 m durch Ableitung nach dem 15,06 m tiefer liegenden Züricher See notwendig wurde. Diese Notwendigkeit trat gegen Ende des vorigen Jahrhunderts ein, als das Bett der Maag, welche den Abfluß des Walen-Sees nach der Linth vermittelte, durch die von letzterer vorgeschobenen groben Sinkstoffe am Zusammenfluß beider Wasserläufe unweit der Ziegelbrücke derartig erhöht wurde, daß sich der Seespiegel über die gesamte Niederung von Näfels bis zum Walen-See und auch abwärts nach dem Züricher See erhob, und das Hochwasser das Dorf Weesen und andere Ortschaften unter Wasser setzte. Die künstliche Senkung bis auf den gegenwärtigen Seespiegel wurde durch Ableitung der Sinkstoffe der Linth mittels des zu diesem Zwecke besonders hergestellten Escher-Kanals nach dem Walen-See, sowie durch Anlage eines aus letzterem abzweigenden zweiten Kanals, welcher als Linth-Kanal nach dem Züricher See führt, mit Erfolg ins Werk gesetzt. Es bildeten sich jedoch alsbald an der Ausmündung im Walen-See aus den reichlichen Sinkstoffablagerungen der Linth bedeutende Auflandungen, welche das Bett des Kanals beengten und sein Gefälle verminderten, infolge dessen später noch eine Verlängerung des Kanals notwendig wurde. Die Menge der auf diese Weise dem Walen-See zugeführten Sinkstoffe hat⁸⁾ in der Zeit von 1811—1847 = 2 884 000 cbm und in der Zeit von 1860—1867 = 427 800 cbm, durchschnittlich also 80 000 bezw. 61 120 cbm in einem Jahre betragen. Bei der Tiefe des Sees von etwa 100 m läßt sich sonach eine der Linth-Korrektion nachteilig werdende Anfüllung des Beckens erst in einer ferngelegenen Zeit erwarten.

Am langsamsten vollzieht sich die Auflandung des eigentlichen Seegrundes, weil hier vorzugsweise nur Schlickteile und organische Stoffe zur Ablagerung gelangen. In dieser Beziehung sind bisher noch wenig Untersuchungen bekannt geworden, indessen geben diejenigen, welche im Lungern-See, im schweizerischen Kanton Unterwalden, gelegentlich seiner künstlichen Tieferlegung⁹⁾ gegen Ende des vorigen Jahrhunderts angestellt wurden, über die Beschaffenheit des Seegrundes einige Aufklärung. Vor seiner Tieferlegung hatte der am Fusse des Brünig, etwa 200 m über dem Giefswyler Thal belegene, rings von hohen Bergen und Felsen von Kalkstein und Mergelschiefer eingeschlossene 30 bis 40 m tiefe Lungern-See zur Zeit von Hochwasserständen in dem Wildbach Aa seinen Abfluß. Als nun behufs Gewinnung von etwa 150 ha Seegrund die Ableitung der Hauptwassermenge des Sees mittels eines durch den Kaiserstuhl getriebenen Stollens erfolgt war, fand sich der trockengelegte Teil des Seegrundes mit schwarzem Schlamm bedeckt, welcher muldenförmig aus dem mittleren Teil des Beckens nach den Ufern zu anstieg. Im Schlamm lagen zahlreiche, wahrscheinlich durch Lawinen in den See geführte, noch gut erhaltene Baumstämme und die Analyse des aus sehr feinem Sande bestehenden Schlammes ergab kohlen-sauren Kalk, Thonerde, Kieselerde, Eisenoxyd und Pflanzenreste. An den Einmündungen der Hauptzuflüsse und zwar des Dundel-, Laui- und Lofs-Bachs, von denen der Laui-Bach besonders reich an Sinkstoffen ist, zeigten sich etwa 950 m in den See vortretende Schuttkegel, ähnlich den Schutthalden bei Bergwerken, welche die Seetiefe bereits um 11 bis 12 m verringert hatten. Bemerkenswert

⁸⁾ Linth-Korrektion von Mollis bis zum Züricher See in Hefs. Korrektion der Wildbäche, 1876, und in Nosek. Regulierung von Gebirgsflüssen, 1881.

⁹⁾ Tieferlegung des Lungern-Sees. Zürich 1836.

sind noch die als Folge der erheblichen Tieferlegung des Seespiegels eingetretenen bedeutenden Abbrüche der Ufer, soweit dieselben nicht aus Felsen bestanden. — Auch aus dem vorerwähnten Beispiel ergibt sich die Thatsache, daß die Umbildung der Seebecken außerordentlich langsam erfolgt. Namentlich ist dies bei solchen Binnenseen der Fall, deren Becken, wie beispielsweise der Bodensee, erhebliche Ausdehnung und Tiefe besitzen.¹⁰⁾

Durch Tiefenmessungen¹¹⁾ im Boden- und im Genfer See ist die bemerkenswerte Thatsache festgestellt worden, daß sich an der Rheinmündung ein 4 km langes, 600 m breites und 70 m tiefes, und an der Rhonemündung ein 6,5 km langes, 700 m breites und 50 m tiefes Flußbett im Seegrund gebildet hat. Man erklärt dies durch das größere spezifische Gewicht des unter dem leichteren Seewasser abfließenden Flußwassers, indem letzteres kälter und mit schlammigen Flußsinkstoffen durchsetzt ist.

Die größte Seetiefe der Schweizer Seen beträgt im

Genfer See 330, Brienzer See 261, Bodensee 255, Thuner See 217, Vierwaldstätter See 214, Zuger See 198, Neuenburger See 153, Walen-See 151, Züricher See 143, Sempacher See 87, Aegeri-See 84, Bieler See 78, Baldegger See 66, Murten-See 49, Hallwiler See 48, Untersee 47, Pfäffiker-See 36, und im Greifen-See 34 m.

Die größten Seen in Central-Europa sind der Bodensee und der Genfer See mit 540 bezw. 610 qkm Seefläche. Viel bedeutender sind jedoch die im Norden Amerikas belegenen fünf großen Seen Kanadas, deren Größe und Tiefe, sowie Höhenlage über dem Meere sich aus nachstehender Tabelle¹²⁾ ergibt.

Bezeichnung der Seen.	Oberfläche.	Länge.	Größte Breite.	Tiefe.	Wasserspiegel über dem Meere.
	qkm	km	km	m	m
Ober-See	83 630	660	277	310	191
Michigan-See	61 900	550	133	200	181
Huron-See	61 350	297	310	300	181
Erie-See	25 000	395	105	85	175
Ontario-See	19 820	318	110	220	75

Die Gesamtoberfläche = 251 700 qkm ist sonach fast halb so groß, als die Fläche, welche ganz Deutschland mit 540 497 qkm einnimmt. — Am zahlreichsten sind Binnenseen in Schweden, sie besitzen indessen mit wenigen Ausnahmen keine große Ausdehnung. Zu diesen Ausnahmen zählen der Wenern- oder Wetter-, der Mälaren- und der Hjelmaren-See, von denen der erstgenannte mit 5215 qkm Fläche der größte ist. Besonders hervorzuheben ist die, der gebirgigen Bodengestaltung entsprechende verschiedene Höhenlage der schwedischen Seen.¹³⁾ So liegt beispielsweise der Glan-See nur 21,4 m, der Honafran-See aber 426,7 m über dem mittleren Meeresspiegel. Von norddeutschen Binnenseen ist die Gruppe der Masurischen Seen in Ostpreußen und die vom Plauer-, Malchow-, Fleesen- und Kölpin-See gebildete mecklenburgische Seegruppe von 220 qkm Fläche und von den Seen Italiens der bis 630 m tiefe Garda-See mit 288 qkm, ferner der bis 380 m tiefe Lago Maggiore mit 220 qkm und der bis 600 m tiefe Comoer See von etwa 140 qkm Fläche zu nennen.

¹⁰⁾ Seegrundkarte des Bodensees. Schweiz. Bauz. 1884, S. 127.

¹¹⁾ Über Seetiefenmessung in der Schweiz. Schweiz. Bauz. 1886, S. 121, 127 u. 133.

¹²⁾ Fritz. Die fünf großen Seen Kanadas in Petermanns Mitteilungen, Bd. 28 (Jahrgang 1882), Heft II, S. 57.

¹³⁾ v. Weber. Wasserstraßen Nord-Europas, 1881.

b. Wassermenge. Die Wassermenge der Binnenseen hängt, aufser von der Gröfse ihrer Becken, von der Menge des Zuflusses, des Verlustes und des Abflusses ab.

Die Menge des Zuflusses, welcher durch Wasserläufe der Erdoberfläche, durch einsickerndes Grundwasser, seltener auch durch Grundwasserbäche, sowie endlich noch durch unmittelbar auf den Seespiegel entfallende, atmosphärische Niederschläge erfolgt, richtet sich nach Gröfse des Niederschlagsgebiets (Zufluß- oder Einzugsgebiet) und der Seefläche. Das durch die Wasserscheiden begrenzte Niederschlagsgebiet führt nur diejenigen atmosphärischen Niederschläge in den Binnensee, welche nicht durch Verdunstung, Versickerung und pflanzliche Aufsaugung demselben dauernd entzogen werden. Sonach ist die geographische Lage und Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets ebenfalls von Einfluß auf die Zuflußmenge und die letztere kann durch Änderung der Beschaffenheit des Gebiets, wie beispielsweise durch Ent- und Bewaldung desselben insoweit dauernd oder zeitweise vermindert oder vermehrt werden, als sich durch Entwaldung die Menge der atmosphärischen Niederschläge vermindern, die Wasserzuführung beschleunigen, durch Bewaldung die entgegengesetzte Wirkung hervorbringen läßt. In dieser Beziehung sind u. a. die Beobachtungen am Genfer, Züricher, Vierwaldstätter und Bodensee bemerkenswert, wonach sich als Folge von Entwaldungen eine schnellere Anschwellung der Seen ergeben haben soll.

Unmittelbar auf die Seefläche entfallen an und für sich nicht unbedeutende Mengen atmosphärischer Niederschläge, welche jedoch hinter denjenigen des übrigen Niederschlagsgebiets weit zurückbleiben. Während z. B. die in den Bodensee durch den Rhein, zur Zeit außerordentlicher Anschwellungen desselben, zugeführte Wassermenge 2100 cbm (nach Anderen sogar über 3000 cbm) und die der sonstigen Zuflüsse 3500 cbm i. d. Sekunde beträgt, liefern die unmittelbar auf die rund zu 540 qkm angenommene Seefläche entfallenden Niederschläge bei einer häufig vorkommenden täglichen Regenhöhe von 60 mm nur 375 cbm und bei außergewöhnlichen Regengüssen von täglich 110 mm Regenhöhe 687 cbm i. d. Sekunde, also nur etwa $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{8}$ der Zuflußmenge des Niederschlagsgebiets. Es bleibt aber zu berücksichtigen, daß die Anschwellungen der Wasserläufe keineswegs immer gleichzeitig erfolgen, sodafs die unmittelbar die Seefläche treffenden Niederschläge den Wasserstand des Sees zeitweise doch merklich beeinflussen können.

Die Menge des Verlustes wird durch den Grad der Verdunstung des Wassers in der Seeoberfläche und durch den Grad der Aufsaugung des Wassers, soweit dieselbe durch den Pflanzenwuchs auf den Seeufern erfolgt, bedingt. Die pflanzliche Aufsaugung ist ihrer Gröfse nach nicht wohl bestimmbar, es läßt sich aber annehmen, daß die hieraus entspringende Verlustmenge nur verschwindend gering ist. Auch diejenige der Verdunstung bleibt gewöhnlich unerheblich und beträgt beispielsweise für den Bodensee¹⁴⁾ in der heißesten Zeit nur 50 cbm i. d. Sekunde, während nach den Veröffentlichungen über die meteorologischen Beobachtungen in den württembergischen Jahrbüchern die größte beobachtete 24 stündige Verdunstungshöhe mit 11 mm, d. i. bei rund 540 qkm Seefläche durchschnittlich 68,6 cbm sekundlich angegeben wird. Hiernach übt im allgemeinen, wenn nicht besondere klimatische Verhältnisse eine wesentliche Änderung bedingen, die Verlustmenge auf das Verhalten des Sees nur unbedeutenden Einfluß aus.

Die Menge des Abflusses, soweit derselbe nicht unterirdisch erfolgt, ist nicht nur von der Zufluß- und Verlustmenge, sondern auch vom Abflußprofil, und dessen Wirk-

¹⁴⁾ Lauterburg. Schweizerische See- und Flußbeobachtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1872.

samkeit wieder vom Wasserprofil und von der Geschwindigkeit des abfließenden Wassers abhängig. Sonach wird die Abflussmenge auch durch die Gestaltung der Sohle und der Ufer des Abflusbetts und von dessen Gefälle in der Nähe der Seeausmündung, sowie endlich noch durch den Seewasserstand beeinflusst. Bei der Veränderlichkeit dieser Faktoren bleibt das Abflusvermögen kein dauernd gleichmäßiges, infolge dessen auch das Verhalten des Sees im Laufe der Zeit mehr oder weniger der Änderung unterliegt. Eine solche kann auch künstlich durch Umgestaltung des Abflusbettes herbeigeführt werden und ist beispielsweise schon mehrmals beim Bodensee, behufs Senkung seines Seespiegels zum Schutz der Uferflächen gegen aufsergewöhnliche Hochwasser, angeregt¹⁵⁾, bisher aber aus Rücksicht auf die unterhalb belegenen Rheinstrecken nicht ausgeführt worden. Künstliche Senkungen können übrigens auch Seeufersenkungen und Rutschungen zur Folge haben insbesondere, wenn die Ufer aus jüngeren Anschwemmungen und Schlammsschichten bestehen und dem Druck von Stein- oder angeschütteten Erdmassen unterliegen. Beispiele bieten die Senkungen in Wädenswil am Züricher See zwischen Seeufer und Eisenbahn, die Einsenkung der auf Pfahlrost gegründeten Kaimauer in Vevey am Genfer See und die Abrutschungen der Kaianlagen und bebauten Ufer in Zug am Zuger See. (Vergl. Pollack. Seeufersenkungen und Rutschungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 5—21.)

Wesentlich bestimmend für die Abflussmenge ist der Seewasserstand, der meist erheblichen Schwankungen unterliegt. In F. 7, T. II sind die absolut höchsten und niedrigsten, sowie die mittleren Jahreswasserstände des Bodensees in der Periode 1817 bis 1876, sowie in F. 6 die Kurven der mittleren, sowie der fünftägigen Maximal- und Minimalwasserstände in der Periode 1853 bis 1876 nach Honsell graphisch dargestellt. Die Wasserstandsbeobachtungen am Bodensee haben zu Lindau bereits i. J. 1797 und zu Konstanz i. J. 1816, zu Friedrichshafen, Rorschach u. s. w. jedoch erst später begonnen. Da die Pegelnullpunkte keine übereinstimmende Höhenlage erhalten hatten, wurde ihre Höhe i. J. 1874 unter der Voraussetzung, daß der vollkommen ruhige Seespiegel bei allen Wasserständen parallel zum Erdsphäroid liege, einheitlich 6 m unter dem höchsten Wasserstande von 20 Fufs badisch des Jahres 1817 am Pegel zu Konstanz (vergl. F. 7, T. II) festgesetzt. Die Höhenlage dieses an den Pegeln der Hauptstationen schon durchgeführten Nullpunktes entspricht dem tiefsten Punkt der größten beladenen Dampfer beim niedrigsten Wasserstande. — Beim Bodensee, sowie auch bei sämtlichen Schweizer Seen werden die Wasserstände vorzugsweise durch das Schmelzen des Schnees und Eises der Hochgebirge bestimmt, infolge dessen die höchsten in die Zeit des Maximums der alpinen Schneeschmelze, d. i. in die Sommermonate Juni und Juli (nur selten August), die niedrigsten aber in die Wintermonate Januar und Februar fallen. Der bekannte höchste Wasserstand ist der des Juli 1817 mit + 6 m, der bekannte niedrigste der von 1823 und 1830 mit 2,10 m am neuen Pegel zu Konstanz, und der durchschnittlich niedrigste der von 1858. In der 60jährigen Periode von 1817 bis 1876 hat die durchschnittliche Jahresschwankung 2,12 m betragen, so zwar, daß der mittlere Wasserstand 1,26 m unter dem Hoch- und 0,86 m über dem Niedrigwasserstande verblieb. Am bedeutendsten war die Jahresschwankung i. J. 1821 mit 3,30, am geringsten i. J. 1870 mit 1,24 m. Im Züricher See beträgt sie 2,52 m.¹⁶⁾ Die dreizehn größeren Seen der Schweiz zeigen in den Schwankungen ihrer Wasserstände an und für sich große Unter-

¹⁵⁾ Honsell. Der Bodensee und die Tieferlegung seiner Hochwasserstände, 1879.

¹⁶⁾ Wetli. Die Bewegung des Wasserstandes des Züricher Sees. Zürich 1885.

schiede; berücksichtigt man aber die Gröfse der Seen und ihrer Niederschlagsgebiete, so vollziehen sich die Schwankungen fast gleichmäfsig nach demselben Gesetz.¹⁷⁾

Erheblicher als bei den Seen der Schweiz sind die Schwankungen des Wasserstandes bei den Seen Italiens. Beim Lago Maggiore¹⁸⁾ überragt der gewöhnliche Hochwasserstand den gewöhnlichen Wasserstand um 4 m, in seltenen Fällen sogar um 6 m und beim Comoer See beträgt der Unterschied gewöhnlich 3 m, ausnahmsweise bis 4 m. Dagegen zeigen die fünf grofsen Seen Kanadas viel geringere Unterschiede, wie sich aus den Wasserstandskurven F. 2, T. II ergibt. Danach bewegen sich die Schwankungen durchschnittlich nur:

beim Ober-See innerhalb des Mafses von . . .	1,29 Fufs engl. = 0,393 m
beim Michigan- und dem hiermit in direkter Verbindung stehenden Huron-See, desgl. von . . .	1,05 " " = 0,320 "
beim Erie-See, desgl. von	1,31 " " = 0,400 "
und beim Ontario-See, desgl. von	1,56 " " = 0,476 "

wenn auch in einzelnen Jahren gröfsere Unterschiede eintreten. Diese vergleichsweise geringen Schwankungen sind dort eine Folge der bedeutenden Ausdehnung der Seespiegel. Schon eine Erhebung des Wasserstandes um 30 cm vermehrt die Wassermenge um 251 700 000 000 . 0,3 = 75 510 Millionen cbm oder beispielsweise um nahezu das Vierfache derjenigen Wassermenge, welche die Memel, bei rund 600 cbm sekundlicher mittlerer Wassermenge in einem Jahre der Ostsee zuführt.

Inwieweit sich im Laufe der Zeit die Seespiegel gehoben oder gesenkt haben, ist in den meisten Fällen nicht zu ermitteln. Für den Bodensee will man eine bedeutende Hebung des Seespiegels aus einigen aufgefundenen Pfahlbauten des fünften und sechsten Jahrhunderts ableiten¹⁹⁾, und berechnet demgemäfs eine Hebung von 3,60 m. Es soll indessen die Annahme einer Bodensenkung gerade am Ort der Pfahlbauten und auch eines früheren Vorhandenseins von Längs- und Querhölzern über den aufgefundenen Pfahlresten zulässig sein. Zudem spricht gegen die Hebung des Seespiegels auch die zur Zeit noch an vielen Stellen in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes vorhandene Uferbank, die oben erwähnte „Wyfse“, welche, aus Molasse-Sandstein bestehend, unter dem Einflufs der Luft verwittert und zu Sand zerfällt, daher bei früher tieferem Seespiegel nicht bis zur Gegenwart bestehen bleiben konnte.

Durch das gegenseitige Verhalten der Faktoren: Seebecken, Zuflufs-, Verlust- und Abflufsmenge wird die See-Retention bedingt, d. h. das Vermögen der Binnenseen, einen Teil ihrer Zuflufsmenge zeitweise in ihrem Becken zurückzuhalten und hierdurch eine den Abflufs selbstthätig regelnde Wirkung auszuüben. Ein Beharrungszustand tritt nämlich im Seespiegel nur dann ein, wenn die Zuflufsmenge mit Einschlufs der unmittelbar auf die Seefläche entfallenden atmosphärischen Niederschläge gleich ist der Abflufs- und Verlustmenge. Mit dem Überwiegen der Zuflufsmenge und der unmittelbaren Niederschläge steigt, mit dem Überwiegen der Abflufs- und Verlustmenge fällt der Wasserstand. Im ersten Falle bleibt der Unterschied zwischen Zu- und Abflufsmenge im See zurück und bewirkt nun mit dem Heben des Seespiegels eine Vergröfserung des Abflufsprofils und der Druckhöhe des Wassers, also auch eine Vermehrung der Abflufsmenge und zwar so lange, bis eine Kulminationshöhe erreicht ist, welche in dem Zeitpunkt

¹⁷⁾ Beuteli. Die Niveau-Schwankungen der dreizehn gröfseren Schweizer Seen von 1867 bis 1886. Mitteilungen der naturforschenden Gesellschaft in Bern 1888.

¹⁸⁾ Overmars. Die Theis-Überschwemmungen, 1879.

¹⁹⁾ Steudel. Schriften des Vereins für Geschichte des Bodensees, Heft V, 1874.

eintritt, in welchem Zu- und Abflussmenge gleich werden. Nunmehr ist wieder Beharungszustand vorhanden, welcher jedoch aufhört, sobald das Überwiegen der Abflussmenge ein Sinken des Seespiegels veranlaßt. Dies setzt sich so lange fort, bis wieder Gleichgewicht zwischen Zu- und Abflussmenge eingetreten ist. Sonach entstehen vielfache Schwankungen des Seespiegels und es hängt der Grad der See-Retention in jedem einzelnen Falle von der im Seebecken zurückgehaltenen Wassermenge ab, während sich die Wirksamkeit der See-Retention in dem Grad der Verzögerung des Abflusses äußert.

Unabhängig von dem Steigen und Fallen des Wasserstandes ist die Wellenbewegung, welche sich in ähnlicher Weise wie in den nicht der Ebbe und Flut unterworfenen Meeren vollzieht und an anderer Stelle zur Erörterung gelangt. Auch auf die den Meeresströmungen verwandten Binnenseeströmungen, welche durch Einmünden der Wasserläufe, durch Wind und durch das verschiedene spezifische Gewicht des Wassers hervorgerufen werden, soll hier nicht näher eingegangen werden. Zu erwähnen ist nur, daß in Binnenseen manche noch nicht aufgeklärte Erscheinungen eintreten, wie sie beispielsweise am Genfer und auch am Bodensee beobachtet worden sind.²⁰⁾

Hervorzuheben ist noch die große Bedeutung der Binnenseen als Verkehrsstraßen, als Speisebecken für schiffbare Binnenflüsse, Kanäle und Wassertriebwerke, als Recipienten für Ent- und Bewässerungen, als Wasserstandsregulatoren der von ihnen gespeisten Binnenflüsse, und als Sammelbecken zur Aufspeicherung erheblicher Hochwassermengen und entsprechender Milderung der Hochwassergefahren in denjenigen Niederungen, deren Wasserläufe vom Abfluß der Binnenseen beeinflusst werden.

In allen diesen Beziehungen bleibt es Aufgabe der Volkswirtschaft, zu untersuchen, ob sich die See-Retention durch bauliche Anlagen, welche die Aufstauung des Wassers bezwecken und den Abfluß desselben zu vermindern vermögen, erhöhen läßt. Das großartigste Beispiel derartiger Erwägungen und auf Grund derselben ins Werk gesetzten Anlagen in der Neuzeit liefert Amerika, indem man dort bereits begonnen hat, die Ausflüsse einer Anzahl von Binnenseen, welche oberhalb Minneapolis in das Mississippithal einmünden, durch Querdämme insoweit abzusperren, als zur Aufspeicherung gewaltiger Wassermengen zum Zweck Vermehrung der Schifffahrtstiefe um 0,30 m im Mississippi von St. Paul bis zu dem 50 km unterhalb belegenen Hastings während der niedrigen Wasserstände erforderlich ist. Dieser Erfolg ist nach Bassel (vergl. Verhandlungen des Centralvereins für Hebung der deutschen Fluß- und Kanalschifffahrt in Berlin vom 17. April 1889) durch Ausführung der in nachstehender Tabelle angegebenen Sammelbecken erreicht worden, indem 1886 an 170 Tagen und 1887, in welchem Jahre aufsergewöhnliche Trockenheit herrschte, an 86 Tagen diese Tiefenvermehrung erfolgt ist.

Lage der Becken.	Ausdehnung der Niederschlagsgebiete einschließlich des Hochwassergebiets derselben.		Inhalt der Becken cbm	Füllungszeit annähernd Monate.
	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenfläche bei Hochwasser qkm		
1. An der Mündung des Sees Winnibigoshish	3682,76	417,72	1 298 000 000	26
2. An der Mündung des Leech-Sees	3173,27	605,54	850 000 000	24
3. An den Fällen von Pokegama	1634,06	117,30	81 800 000	1 bis 2
4. Am Pino-Fluß, Mündung des Cross-Sees	1559,88	61,59	211 000 000	12
	10 049,97	1202,15	2 440 800 000	

²⁰⁾ Forel. Naturwissenschaftliche Erforschung des Genfer Sees. — Hartmann. Bodensee, 1808. — Schwab. Bodensee, 1827 und Voigt. Magazin für den neuesten Stand der Naturkunde, Bd. XII, S. 67—64.

Im ganzen beträgt die aufgespeicherte Wassermenge rund $2\frac{1}{2}$ Milliarden cbm (gleich $2\frac{1}{2}$ cbkm), welche den Wasserspiegel des Bodensees bei rund 540 qkm Oberfläche um 3,7 m zu heben im stande sein würden. Man beabsichtigt indessen, im ganzen 41 derartige Sammelbecken anzulegen. Die Niederschlagsgebiete der vier fertigen Becken bilden 10,64 % des gesamten Niederschlagsgebiets des Mississippi bei St. Paul unterhalb der Mündung des Minnesota. Die Staudämme wurden aus Holzstämmen und starken Bohlen erbaut und durch Schüttsteine und Thonschlag, sowie zum Schutz gegen Feuergefahr durch Prairie- und Waldfeuer mit Erddämmen bekleidet. Die Anlagen sollen indessen fernerhin nicht lediglich der Schifffahrt, sondern auch durch Verwendung der Wasserkraft zu gewerblichen Zwecken, sowie zur Bewässerung wasserarmer Gegenden, endlich auch zur Verminderung der Hochwasserschäden dienen. Die Baukosten der vier ausgeführten Dämme betragen für 1000 cbm aufgespeicherte Wassermenge 3,40 M., die Unterhaltungskosten desgleichen für 1000 cbm 20 Pf., sind also im Vergleich zu den Kosten der Staudämme künstlicher Sammelbecken in europäischen Ländern, deren Baukosten erheblich gröfser sind (vergl. Kap. III, § 7), sehr gering, wenn auch zu berticksichtigen bleibt, dafs die genannten Seen auch ohne die Staudämme ein grofses Fassungsvermögen besitzen.

B. Künstlich hergestellte stehende Gewässer.

§ 5. **Künstliche Sammelbecken (Reservoirs).** Man versteht hierunter im weitesten Sinne des Wortes, soweit es sich um die Wasserbautechnik handelt, alle zur Ansammlung von Wasser dienenden, ganz oder teilweise künstlich hergestellten Anlagen. Hier sollen indessen nur diejenigen künstlichen Sammelbecken, welche als Binnengewässer aufzufassen sind und von den atmosphärischen Niederschlägen gespeist werden, zur Erörterung gelangen. Ihre Gröfse ist sehr verschieden, da sie von örtlichen Verhältnissen, vom Zweck und auch von der Art der Anlagen abhängt. Zweck der letzteren ist Aufspeicherung des Wassers behufs Nutzbarmachung desselben für Landwirtschaft, Industrie und Schifffahrt, sowie zur Versorgung von Städten und Ortschaften mit Wasser. In vereinzelt Fällen dienen sie auch neben ihrem Hauptzweck noch zum Schutze benachbarter Ortschaften gegen Hochfluten. Die künstlichen Anlagen beschränken sich meist nur auf Stauwerke, indem Herstellung des Sammelbeckens durch Ausgrabung nur bei kleineren teichartigen Becken erfolgt. Größere Sammelbecken erfordern günstig gestaltete, natürliche Bodenvertiefungen, welche sich durch Dämme insoweit abschließen lassen, dafs ein für den bestimmten Zweck ausreichend grofses Becken entsteht, in welchem sich die atmosphärischen Niederschläge des Zufufsgebiets anzusammeln vermögen. Handelt es sich nur um Vermehrung des Fassungsvermögens natürlicher stehender Gewässer durch Abschlufs- und Ringdämme, so wird hierdurch der Charakter solcher Gewässer nicht geändert, sie behalten vielmehr ihre Eigenschaften im wesentlichen bei und können als künstlich hergestellte Sammelbecken nicht angesehen werden. In der Regel versteht man unter künstlichen Sammelbecken nur diejenigen, welche erst infolge künstlicher Anlagen entstehen. Hierzu eignen sich am besten Thalschluchten, da es bei diesen nur des Abschlusses durch einen das Thal durchquerenden Damm bedarf, der im Verein mit der Thalschlucht das Becken bildet, in welchem sich die atmosphärischen Niederschläge des zugehörigen Wasserlaufgebietes ansammeln, soweit sie nicht zur Verdunstung, Versickerung und zum Abflufs in Leitungen des Dammes gelangen. Gewöhnlich führt der das Thal durchziehende Wasserlauf gröfere Wasser-

mengen nur zur Zeit reicher atmosphärischer Niederschläge und beim Schmelzen des Schnees der Gebirge ab, ist aber in den übrigen Zeiten wasserarm oder auch ganz ohne Wasser. Die Dauer der Füllung des Beckens hängt von der Größe desselben, von der Ausdehnung des Niederschlagsgebiets, von der geologischen Beschaffenheit desselben, vom Klima und vom Wasserverbrauch, den der besondere Zweck der Anlage erheischt, ab. Da sich in dem Becken die von den Thallehnen zugeführten Schlamm- und Sinkstoffmassen ansammeln, ist zeitweise die Entleerung des Beckens zum Zweck der Reinigung und Erhaltung des Fassungsvermögens notwendig. Alle diese Verhältnisse bestimmen im wesentlichen auch die Menge Q des anzusammelnden Wassers, indem sich

$$Q = O(h - h_1 - h_2) \dots \dots \dots 1.$$

ergibt, wenn O den Flächeninhalt des nach Lage und Höhe des Abschlußdammes in Betracht kommenden Niederschlagsgebiets, h die Regenhöhe, h_1 die Versickerungshöhe und h_2 die Verdunstungshöhe bezeichnen. Der Abschlußdamm wird meist Staudamm oder auch Thalsperre genannt; seine Bauart mit den erforderlichen Wasserableitungsvorrichtungen werden im III. Kapitel näher erörtert, sodafs hier nur die wirtschaftliche Bedeutung dieser künstlich hergestellten stehenden Gewässer hervorzuheben ist.

Namentlich ist es die Landwirtschaft, welche in südlichen Ländern ihr Bestehen wesentlich den Sammelbecken verdankt, da ohne dieselben während des Sommers bei dem viele Monate hindurch anhaltenden Mangel an atmosphärischen Niederschlägen die zum Pflanzenwuchs erforderliche Feuchtigkeit nicht zu beschaffen sein würde. Man benutzt daher die Zeit der Niederschläge und Hochfluten zur Füllung der Becken. Auf diese Weise soll beispielsweise in Indien etwa 90% der Wassermenge sämtlicher Wasserläufe der Landwirtschaft dienstbar gemacht werden.²¹⁾ Einzelne dieser Becken stammen noch aus den ältesten Zeiten und besitzen bedeutenden Fassungsraum. So nimmt dasjenige von Scholapur 62 Millionen und dasjenige bei Cholovaram sogar 100 Millionen cbm Wasser auf. Die Zahl der dort vorhandenen Sammelbecken ist sehr bedeutend und wird in der angegebenen Quelle allein für die Präsidentschaft Madras auf etwa 53 000 angegeben, von denen einige durch Staudämme bis zu 19 km Länge gebildet werden. Auch Algier ist wegen der in den Monaten Juni, Juli und August herrschenden völligen Trockenheit auf die Aufspeicherung der Hochfluten der Wasserläufe angewiesen. Letztere haben durchweg den Charakter der Wildbäche, schwellen sonach in der Regenzeit außerordentlich an, während sie im Sommer gänzlich versiegen. Die meisten der dortigen künstlichen Becken sind schon in alter Zeit angelegt, einzelne gehören jedoch auch der Neuzeit an, unter denen das des Cheliff mit 5 Millionen und das der Habra, dessen massiver Staudamm von 35,6 m Höhe bei der Katastrophe i. J. 1881 durch einen wolkenbruchartigen Regen zerstört wurde (vergl. Deutsche Bauzeitung 1882, S. 14), mit 30 Millionen cbm Fassungsraum zu nennen sind. Zahlreiche Sammelbecken zu gleichem Zwecke besitzt auch Spanien²²⁾ namentlich in den südlichen Provinzen tropischen Klimas, wie Valenzia, Murcia und Granada, da sich auch hier ohne künstliche Bewässerung Vegetation nicht erzeugen würde, sowie die aus alter Zeit stammenden zu Tibi im Rio Monegro mit 44,58 m hohem massiven Staudamm und 3,7 Millionen cbm Fassungsraum und das in der Nähe von Elche mit ähnlichem Fassungsraum und 23,20 m hohem massiven Staudamm. Ersteres liefert das Bewässerungswasser für 3700, letzteres

²¹⁾ Perels. Landwirtschaftlicher Wasserbau, 1877 und Hydraulic Manual by Lewis d.'A. Jackson. Part. II, 1875.

²²⁾ Ann. des ponts et chaussées 1881, No. 58.

für 12 000 ha Ackerland. Eins der größten Sammelbecken ist dasjenige der Wasserversorgung von Madrid dienende von Villar im Lozoya-Fluss mit 20 Millionen cbm Fassungsraum bei 41,50 m Wassertiefe und massivem Staudamm. Das großartigste in ältester Zeit angelegte künstliche Sammelbecken bildete der behufs Aufspeicherung der Hochfluten des Nils zu Bewässerungszwecken in der trockenen Jahreszeit hergestellte Mörisee in Ägypten. Auch in den nördlichen Ländern Europas sind künstliche Sammelbecken, indessen nicht zu Bewässerungszwecken, angelegt worden. In diesen Ländern, namentlich in Deutschland, genügen die reichlichen atmosphärischen Niederschläge auch im Sommer zur Erzeugung und Erhaltung des Pflanzenwuchses, sodass die Aufspeicherung von Hochfluten nur selten zur Bewässerung von Ackerflächen, hier und da wohl zur Bewässerung von Wiesen, im übrigen aber fast ausnahmslos zur Wasserversorgung großer Städte, zu industriellen Anlagen²³⁾, zur Speisung von Schiffahrtskanälen und zur Speisung einzelner natürlichen Wasserläufe behufs Ermöglichung der intermittierenden Schifffahrt ins Werk gesetzt wird.

Einige der in Frankreich, Belgien und Deutschland angelegten künstlichen Sammelbecken sind in nachstehender Tabelle unter Angabe ihrer Größe und ihres Zwecks zusammengestellt.

Benennung und Ort des Sammelbeckens.	Oberfläche. ha	Fassungsraum. cbm	Zweck.
Furens (Frankreich)	9,5	1 600 000	Wasserversorgung für St. Etienne, Beschaffung von Triebwasser für Mühlen und Verminderung der Überschwemmung von St. Etienne.
Ternay (Frankreich)	27	2 500 000	Beschaffung von Triebwasser für Mühlen und Verminderung der Überschwemmung von Amonay.
Montaubry (Frankreich)	125	5 078 000	Speisung des Kanals du Centre.
Mittersheim (Deutschland) . . .	262	7 100 000	Speisung des Saar-Kohlen-Kanals.
Panthier ²⁴⁾ (Frankreich)	150	8 000 000	Speisung des Burgunder-Kanals.
Gileppe (Belgien)	80	12 240 000	Wasserversorgung für Verviers.
Settons (Frankreich)	400	22 000 000	Speisung der Yonne zur Ermöglichung der intermittierenden Schifffahrt. ²⁵⁾

II. Fließende Gewässer (Wasserläufe).

§ 6. Arten. Sämtliche, auf dem Festlande der Erde vorhandenen, in natürlichen und künstlich hergestellten Gerinnen fließenden Gewässer sollen allgemein Wasserläufe genannt, darunter also nach § 1 sowohl Rinnen, Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme, als auch Kanäle jeder Art verstanden werden. Wasserlauf ist sonach ein Gerinne mit fließendem Wasser. Das Gerinne heißt das Bett und es besteht dieses aus einer geneigten Bodenfläche, der Sohle, und aus zwei geneigten, den Wasserlauf begrenzenden Seitenflächen, den Ufern, bei denen nach der Richtung des abfließenden Wassers rechtes und linkes Ufer unterschieden werden. Ein Vertikalschnitt parallel, bzw. normal zur

²³⁾ Besonders hervorzuheben sind die Anlagen im Oberharze, welche das Triebwasser für 193 Wasserräder mit 2764 Brutto Pferdestärken liefern.

²⁴⁾ Außerdem dienen zur Speisung des Burgunder-Kanals noch 4 Sammelbecken, darunter dasjenige von Grosbois mit 8 380 000 cbm Fassungsraum. Im ganzen erfordert der Kanal die Aufspeicherung von 30 Millionen cbm Speisewasser.

²⁵⁾ Ausführliche Mitteilungen über Anlage von Sammelbecken finden sich in Lagrené, Debaube und in der Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 187 und 1882 (Abhandlungen von Hefs), sowie im III. und V. Kapitel.

Richtung des Wasserlaufs ergibt sein Längenprofil, bezw. sein Querprofil. Die vom Wasser benetzte Fläche des Querprofils wird oben von der nahezu horizontalen Wasserspiegellinie, im übrigen aber vom sog. benetzten Umfang, d. h. von der unteren, meist unregelmäßigen Sohlenlinie und den seitlichen nicht minder unregelmäßigen, geneigten Uferlinien begrenzt.

Als Rinnen sind diejenigen kleinsten Wasserläufe zu bezeichnen, in denen sich auf das Festland der Erde entfallende atmosphärische Niederschläge, soweit sie nicht unmittelbar in den Boden eindringen, zunächst ansammeln und sodann dem vorhandenen Gefälle entsprechend fortbewegen. Sie entstehen auf allen geneigten Bodenflächen, auf denen atmosphärische Niederschläge niederfallen, im Laufe der Zeit selbst in felsigem Boden, indem die Schwerkraft das Wasser zur Fortbewegung auf dem Abhange veranlaßt und zwar in derjenigen Richtung, in der sich dem Abflusse das geringste Hindernis entgegenstellt, hierbei aber das fließende Wasser die seiner lebendigen Kraft nicht widerstehenden Teile der Erdoberfläche angreift, ablöst, fortführt und so nach und nach in dieselbe Vertiefungen einschneidet, welche sich bei der, bezüglich der Form und Widerstandsfähigkeit ungleichmäßigen, Beschaffenheit der Erdoberfläche in vielfach gewundenen, schlangenartigen Linien am Abhange hinziehen. So äußert sich schon bei der Bildung des Rinnenbetts im kleinen die Wirkung des fließenden Wassers in derselben Weise, wie bei den Betten der größeren Wasserläufe, und nur der Grad der Wirkung ist ein verschiedener. Da die natürliche Rinnenbildung in manchen Fällen für die Benutzung des Bodens nachteilig und vielfach auch eine regelmäßige Ableitung des Wassers in bestimmten Richtungen erforderlich oder zweckmäßig ist, stellt man auch künstliche Rinnen her, und bezeichnet diese je nach ihrem besonderen Zweck mit Ent- und Bewässerungsrinnen, Riesel-, Verteilungs-, Sammel-Rinnen u. s. w. Sowohl die natürlichen, als auch die künstlichen Rinnen führen ihre Wassermengen größeren Recipienten, insbesondere den zunächst größeren Wasserläufen, namentlich den Gräben zu, welche unter verschiedener Benennung, als Ent- und Bewässerungsgräben, Zu- und Abflugsgräben, Speise-, Mühlgräben u. s. w., auftreten.

Bäche werden wieder vorzugsweise von Gräben, gleichzeitig aber auch von Rinnen und außerdem nicht selten durch Quellen und Grundwasser gespeist. Je nach dem Charakter der Bäche und deren örtlichen Lage unterscheidet man Quell-, Regen-, Gletscher-, Wild- und Gebirgsbäche. Während Quellbäche in der Regel wenig wechselnde Wasserstände und das ganze Jahr hindurch eine ziemlich gleichbleibende Temperatur des Wassers zeigen, sind Regenbäche in beiden Beziehungen mehr oder weniger vielfachen, von der Menge und der Zeit des Regens abhängigen Schwankungen ausgesetzt. Letztere sind auch den Gletscherbächen eigentümlich, doch treten bei ihnen die Schwankungen des Wasserstandes mehr periodisch ein, indem sie während des Winters nur geringe, während des Sommers aber zur Zeit der Eisschmelze monatelang erhebliche Wassermengen abführen. Wildbäche dagegen versiegen in trockner Jahreszeit nahezu ganz, häufig sogar vollständig, während Gebirgsbäche dauernd Wasser abführen. Beide Wasserläufe schwellen nach Regengüssen und zur Zeit der Schneeschmelze erheblich an und zwar erfolgt dies bei den Wildbächen viel schneller als bei den Gebirgsbächen, weil ersteren das von den steilen Abhängen in zahlreichen Rinnen ablaufende Wasser mit großer Geschwindigkeit zufließt. Bei dem meist sehr erheblichen Gefälle der Wildbäche, welches das der Gebirgsbäche weit überragt, führen sie von allen Wasserläufen die größten und vergleichsweise auch die meisten Sinkstoffe, darunter selbst große Steine

und Felsblöcke mit sich. Aus diesen Gründen sind ihre Betten auch der Zerstörung und Umbildung mehr ausgesetzt, als die der Gebirgsbäche.

Indem Bäche sich zu größeren Wasserläufen vereinigen, in welche indessen auch Gräben und Rinnen direkt einmünden, entstehen Flüsse. Je nach ihrer Lage im Gebirgs-, Flach-, Küsten- oder Steppenlande unterscheidet man Gebirgs-, Niederungs-, Küsten- und Steppenflüsse, und je nach ihren bei der Schifffahrt in Betracht kommenden Eigenschaften schiffbare und nicht schiffbare Flüsse. Vielfach ist bei den Flüssen von ihrem Ober-, Mittel- und Unterlauf die Rede, ohne daß sich bestimmte Grenzen zwischen diesen Teilen ziehen lassen. Nur die Endpunkte der Flüsse, ihre Quellen und Mündungen sind genau zu bezeichnen, insofern der Oberlauf mit der Quelle beginnt, der Unterlauf mit der Mündung endigt. Meist gehört der Oberlauf dem Gebirge, der Mittellauf dem Hügellande und der Unterlauf dem Flachlande an, jedoch kommen auch solche Flüsse vor, die fast ausschließlich Hügel- oder Flachland durchziehen.

Gebirgsflüsse unterscheiden sich von Niederungsflüssen durch stärkeres Gefälle, durch häufiger und schroffer wechselnde Wasserstände, durch mehr und größere Sinkstoffe, durch größere Unregelmäßigkeit der Betten und dadurch, daß bei Gebirgsflüssen der mittlere Wasserstand nur von kurzer, bei Niederungsflüssen dagegen von längerer Dauer ist. Alle diese Eigenschaften sind der Schifffahrt mehr oder weniger nachtheilig, sodafs Gebirgsflüsse gewöhnlich nicht schiffbar sind und auch in dieser Beziehung zu den meist schiffbaren Niederungsflüssen im Gegensatz stehen. Küstenflüsse sind diejenigen Flüsse, welche aus dem Küstengebiet gespeist werden und sich gewöhnlich schon nach kurzem Lauf ins Meer ergießen, Steppenflüsse aber solche, welche im Steppen- und Wüstensand versiegen.

Bezüglich der Schiffbarkeit läßt sich eine scharfe Unterscheidung zwischen schiffbaren und nicht schiffbaren Flüssen nicht wohl durchführen. Während nämlich im weitesten Sinne des Wortes als schiffbare Flüsse alle diejenigen gelten können, welche schwimmende Fahrzeuge zu tragen vermögen, kann im engeren Sinne von Schiffbarkeit nur bei den dem Transport größerer Lasten dienenden Wasserstraßen die Rede sein.

In Frankreich bezeichnet man die natürlichen Wasserläufe ebenfalls ihrer Größe und Bedeutung nach als Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme, hat aber außerdem bezüglich der Flüsse, behufs Trennung des Privat- vom Staatseigentum, eine Einteilung in schiffbare, in flöfsbare und in weder schiff- noch flöfsbare Flüsse auf dem Wege der Gesetzgebung durchgeführt und die schiff- und flöfsbaren für Staats-, die übrigen für Privateigentum erklärt. Diese Einteilung schließt indessen nicht aus, daß auch einzelne der zur Zeit als weder schiff- noch flöfsbar geltenden Flüsse dennoch eine gewisse Schiffbarkeit besitzen oder eine solche durch künstliche Anlagen erlangen können.

Aus der Vereinigung von Flüssen, von denen die größeren auch wohl Hauptflüsse, die sich in dieselben ergießenden kleineren aber Nebenflüsse genannt werden, entstehen die größten Wasserläufe des Binnenlandes, die in das Meer, in Meeresbuchten und Haffe einmündenden Ströme, welche sonach von sämtlichen, in ihrem Gebiet vorhandenen Wasserläufen gespeist werden. Aufser den Strömen münden aber auch kleinere Wasserläufe unmittelbar in das Meer.

Ströme sind wegen ihres geringen Gefälles, der meist sehr breiten und tiefen Betten und wegen ihrer lange anhaltenden mittleren Wasserstände ganz besonders zur Schifffahrt geeignet. Je mehr sie sich der Mündung nähern, desto geringer wird ihr Gefälle, desto regelmässiger ihr Wasserstand. Sie führen dem Meere erhebliche Wasser-,

Sand- und Schlickmengen zu und lagern diese Sinkstoffe vorzugsweise in oder vor ihren Mündungen ab, letzteres weil daseibst verschiedene Strömungen zusammentreffen. Indem nämlich das Meer bei Anschwellungen zeitweise in das Strombett eindringt, bildet sich ein eingehender, beim Rücklauf aber ein durch die inzwischen angestaute Wassermenge des Stromes verstärkter, ausgehender Strom. Beide Strömungen treffen in oder vor der Mündung mit den Meeresströmungen, insbesondere mit dem sog. Küstenstrom und mit Wassermassen zusammen, deren Bewegung durch Wind und Wellen erzeugt ist, zerstören hierbei gegenseitig ihre lebendige Kraft, infolge dessen das Wasser einen Teil der mitgeführten Sinkstoffe nicht weiter fortbewegen kann und diesen nunmehr niederschlägt. — Münden Ströme in Meere, welche der Ebbe und Flut unterliegen, so nennt man sie innerhalb ihres Flutgebiets Tideströme oder Ästuarien. In diesen steigt die Flutwelle des Meeres als Flutstrom solange aufwärts, bis ihre lebendige Kraft vernichtet ist, um sodann als Ebbestrom wieder zurückzuffliessen. Bezüglich der Bildung von Deltas bei Strommündungen vergl. § 14.

Kanäle endlich sind Wasserläufe mit künstlich hergestellten Betten (vergl. § 16). Je nach ihrem Zweck unterscheidet man Wasserversorgungs-, Entwässerungs-, Bewässerungs-, Werk- und Schifffahrtskanäle. Kanäle, welche für die Zwecke der Wasserversorgung und der Bewässerung angelegt werden, haben entweder unbedeckte oder bedeckte Betten, welche im ersten Falle, in ihren Wandungen mehr oder weniger befestigt, als Rinnen und Gräben in und über dem Terrain, im zweiten Falle als gemauerte oder aus Thon, Cement, Asphalt und Metallen hergestellte Röhren u. s. w. unter dem Terrain liegen. Entwässerungskanäle, welche in Städten angelegt werden, haben in der Regel bedeckte, solche dagegen, welche der Landwirtschaft dienen, unbedeckte Betten. Das letztere ist auch bei den Werkkanälen (Mühlgräben) der Fall. Die bedeckten und die unbedeckten Kanäle mit natürlichem Gefälle in Verein mit den gefüllten und unter Druck stehenden Rohrleitungen werden auch Wasserleitungen genannt. Die Besprechung der betreffenden Einzelheiten ist Gegenstand des IV. Kapitels. Auch die Schifffahrtskanäle und die mit ihnen verwandten Floskanäle erfordern eine besondere Besprechung, welche in der zweiten Abteilung dieses Werkes erfolgen wird.

A. Natürliche Wasserläufe.

§ 7. Allgemeine Eigenschaften. Wengleich sich die in § 6 genannten natürlichen Wasserläufe bezüglich ihrer Gröfse, Bedeutung, Beschaffenheit und Wirkung dem Grade nach wesentlich unterscheiden, so stimmen sie doch in ihren allgemeinen Eigenschaften überein.

Jeder natürliche Wasserlauf wird durch atmosphärische Niederschläge gespeist und in jedem einzelnen Falle hängt die Speisemenge von der Gröfse, der Beschaffenheit und der geographischen Lage des Gebiets, auf das die Niederschläge entfallen, sowie von denjenigen meteorologisch-hydrographischen Einflüssen ab, welche sich in dem betreffenden Gebiete geltend machen. Überall jedoch gelangt nicht die gesamte Menge der atmosphärischen Niederschläge in den Wasserläufen zum Abflufs, vergl. § 8. Da jene Niederschläge weder der Zeit und Menge nach gleichmäfsig auf das Niederschlagsgebiet entfallen, noch auch gleichmäfsig zum Abflufs gelangen, unterliegen die Wasserstände und Wassermengen der Wasserläufe einem häufigen Wechsel. Der Abflufs erfordert Gefälle, weil nur dort, wo dieses vorhanden ist, die Schwerkraft die Bewegung des Wassers zu bewirken vermag. Indem die Wassermasse infolge der Schwerkraft die

geneigte Ebene des Betts mit einer dem Gefälle entsprechenden Geschwindigkeit hinabfließt, wird lebendige Kraft, auch Stromkraft oder hydraulisches Vermögen genannt, erzeugt, welche die erreichbaren nicht widerstandsfähigen Teile der Erdoberfläche angreift, sie allmählich oder plötzlich ablöst und sie als Sinkstoffe mehr oder weniger in Bewegung setzt. Auf diese Weise wird bewirkt, daß die Wasserlaufbetten sich sehr oft durch stetige „Erosion“ in die Erdoberfläche einschneiden. Sonach gehört zu den allgemeinen Eigenschaften der Wasserläufe die Speisung, der Wechsel des Wasserstandes und der Wassermenge, das Gefälle, die Bewegung und Geschwindigkeit des Wassers, die Bildung und Bewegung der Sinkstoffe, die Bildung und stete Umgestaltung der Betten, sowie endlich bei den der Einwirkung des Frostes unterliegenden Wasserläufen der Eisstand und Eisgang.

Die Erörterungen über die vorstehend genannten allgemeinen Eigenschaften der natürlichen Wasserläufe sind in den nachfolgenden Paragraphen 8—15 und bezüglich der Bewegung des fließenden Wassers im dritten Abschnitt dieses Kapitels enthalten.

§ 8. Speisung. Die Speisung der natürlichen Wasserläufe erfolgt durch die auf ihre Niederschlagsgebiete (Zufluß- oder Einzugsgebiete) entfallenden atmosphärischen Niederschläge nur insoweit, als letztere durch Verdunstung, Versickerung, pflanzliche Aufsaugung und Ansammlung in Vertiefungen des Festlandes den Wasserläufen nicht entzogen werden. Bezeichnet man den Teil der Niederschläge, welcher nicht zur Speisung der Wasserlaufbetten gelangt, mit Verlustmenge, so ist diese gleich dem Unterschiede der Niederschlags- und der Speisemenge. Eine genaue Ermittlung der Einzelheiten des Vorgangs bei der Speisung der Wasserläufe ist undurchführbar, weil einerseits ein Teil der atmosphärischen Niederschläge in das Erdinnere eindringt, dort zunächst Quellen und unterirdische Gewässer speist und von diesen aus zeitweise mehr oder weniger wieder in die offenen Wasserläufe gelangt, daher zur Speisung derselben ebenfalls beiträgt, weil andererseits aber auch die unterirdischen Gewässer zeitweise von den oberirdischen gespeist werden. Letzteres ist beispielsweise der Fall beim Anschwellen der Wasserläufe und trägt alsdann zu dem Steigen des Grundwassers in der Nähe derselben bei. Bei dieser Wechselwirkung zwischen den ober- und unterirdischen Gewässern sind sonach Messungen der in den Wasserläufen zur Zeit der Messung offen abfließenden Wassermengen zur Beantwortung der Frage, welcher Teil der Niederschlagsmenge tatsächlich zur Speisung der Wasserläufe verwendet wird, mit Vorsicht zu benutzen. Dieser Umstand ist bei derartigen Ermittlungen bisher nicht genügend berücksichtigt worden, seine Bedeutung ergibt sich aber u. a. aus den Erfahrungen an der kanalisierten Seine, wonach zur Zeit der Anstauung des Wassers durch Stauanlagen ein erheblicher Teil der Speisemenge in den Grundwasserstrom gedrängt wird und dort zum Abflufs gelangt.

Daß die Niederschläge je nach Jahreszeit, Verdunstung und Versickerung sehr ungleichmäßig abgeführt werden, ist u. a. von Sasse in seiner Schrift über die Wasserabnahme (Halle 1880) durch Zusammenstellung der mittleren Regenhöhe und des mittleren Abflusses durch die Oder bei Oppeln in der Zeitperiode von 1850—1865 nachgewiesen. Danach betrug:

	Jan.	Febr.	März.	April.	Mai.	Juni.	Juli.	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
1. der Regenfall in rheinl. Zoll . . .	1,224	1,257	1,348	1,438	2,306	3,130	3,514	4,384	2,275	1,578	1,227	1,128
2. Abflufs durch die Oder . . .	1,055	1,258	1,631	1,673	0,896	0,716	0,823	0,929	0,602	0,454	0,570	0,871
d. i. in Prozenten des Regens . . .	86	100	121	116	39	23	23	21	26	29	45	77

Im allgemeinen hängt die Speisemenge der Wasserläufe von meteorologischen Vorgängen und von der Größe, Gestaltung, Beschaffenheit und geographischen Lage ihrer Niederschlagsgebiete ab.

Indem hinsichtlich der meteorologischen Vorgänge auf die in Kapitel I aufgenommenen Erörterungen Bezug genommen wird, erübrigen hier nur noch diejenigen über die Gröfse, Gestaltung, Beschaffenheit und geographische Lage der Niederschlagsgebiete, wobei indessen zu berücksichtigen sein wird, dafs die Kenntnis des Einflusses dieser Faktoren auf die Speisemenge der Wasserläufe zur Zeit schon deshalb noch eine lückenhafte ist, weil die bisher angestellten Beobachtungen zu dürftig sind und zu geringe Flächen des Festlandes umfassen, daher zur Ableitung allgemeiner Gesetze bei weitem nicht ausreichen. Eine Förderung dieser Kenntnis ist nur dann zu erwarten, wenn auf methodisch über ausgedehnte Gebiete der Erdoberfläche verteilten meteorologischen und hydrologischen Stationen in langen Zeitepochen genaue Beobachtungen gesammelt und diese durch wissenschaftliche Behandlung aufgeklärt sein werden.

Die Gröfse der Niederschlagsgebiete wird durch die Lage der Wasserscheiden bedingt. Je nachdem dieselben die Niederschlagsgebiete der Meere, Binnenseen, Ströme, Flüsse, Bäche, Gräben und Rinnen scheiden, nennt man sie entsprechend die Wasserscheiden der betreffenden Gewässer und bezeichnet auch ähnlich die Niederschlagsgebiete der Wasserläufe als Stromgebiete, Flußgebiete u. s. w. Mit der Gröfse des Gebiets wächst im allgemeinen die Niederschlagsmenge und auch die Speisemenge der zugehörigen Wasserläufe, sofern andere Einflüsse keine Abweichung veranlassen. Je länger die Wasserläufe, desto gröfser sind auch in der Regel die Niederschlagsgebiete, wie aus nachstehendem erhellt, wonach

	bei	525 km	Länge	ein	Niederschlagsgebiet	von etwa	29 500 qkm
die Mosel							
die Memel	„	896	„	„	„	„	112 000
die Oder	„	940	„	„	„	„	115 560
die Weichsel	„	1050	„	„	„	„	184 700
der Rhein	„	1295	„	„	„	„	180 385
der Lorenzstrom mit Einschluß der Seen	„	3350	„	„	„	„	1 375 000
der Nil	„	6240	„	„	„	„	3 000 000
und der Mississippi	„	7275	„	„	„	„	3 380 000

besitzen. Nur der Rhein macht hierbei im Vergleich zur Weichsel eine durch geologische Verhältnisse bedingte Ausnahme. Ausser der Gröfse der Niederschlagsgebiete ist ferner ihre äußere Gestaltung²⁶⁾ in Bezug auf Neigung des Geländes gegen den Horizont von Einfluß auf die Speisemenge, indem die atmosphärischen Niederschläge um so schneller und reichlicher in die Wasserläufe gelangen, je stärkeres Gefälle in den Gebieten vorhanden ist. Sodann kommt auch die Beschaffenheit der Gebiete insofern in Betracht, als dieselbe den Wasserabfluß begünstigen oder behindern, oder auch ein Versickern des Wassers in das Erdinnere zur Folge haben kann. Während der Wildbach in seinem, meist aus steilen Felsabhängen bestehenden Gebiete fast durch die gesamte Niederschlagsmenge sehr schnell gespeist wird, gelangt in den Niederungsfluß von dessen sanft geneigtem, mit Alluvialschichten bedecktem Gebiet nur ein verhältnismäßig kleiner Teil der Niederschlagsmenge und auch dieser nur langsam, da ein großer Teil in das Erdinnere eindringt, die offen abfließende Wassermenge aber behindert wird und nur geringe Geschwindigkeit besitzt. Auch bewaldete Flächen verzögern den Wasserabfluß und verringern insofern zeitweise auch die Speisemenge der Wasserläufe. Andererseits vermögen indessen Waldungen auch die Regenmenge, somit also auch die Speisemenge zu vermehren, da sie kühle, mit Wasserdampf gesättigte Luftschichten erzeugen, welche beim Aufsteigen

²⁶⁾ Blohm. Einfluß der äußeren Bodengestaltung u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 23.

Ausscheidung von Wasser veranlassen. Ist nun auch der Einfluss des Waldes auf die Speisemenge der Wasserläufe noch nicht genügend aufgeklärt, so ist doch dieser Einfluss im allgemeinen in denjenigen Wasserlaufgebieten, bei denen es auf eine nachhaltige Speisung der Wasserläufe und einen verzögerten Abfluss der Niederschläge ankommt, ein günstiger. Unaufgeklärt ist auch noch der Einfluss, den die Aufsaugung der Bäume des Waldes auf die Verringerung der Speisemenge ausübt. Bei einzelnen Baumarten, u. a. bei Gummibäumen, soll²⁷⁾ die Aufsaugung von Wasser so erheblich sein, dass man, beispielsweise in Italien, in neuerer Zeit derartige Bäume als Entwässerungsmittel in sumpfigen Gegenden versuchsweise angepflanzt hat.

Endlich ist noch die geographische Lage der Niederschlagsgebiete für die Speisemenge der Wasserläufe von besonderer Bedeutung, weil hiervon die Temperatur der Luft und das Maß der Verdunstung der Niederschläge abhängt. Während beispielsweise die mittlere Temperatur für Berlin 9° C. und die jährliche Verdunstung 70,38 cm beträgt, ist erstere für Marseille 14,1° C. und letztere 230,09 cm, die durch Verdunstung herbeigeführte Verlustmenge also hier mehr als dreimal so groß als dort. Infolge der höheren Temperatur sind denn auch die Wasserbetten in südlichen Ländern im Vergleich zu denen des Nordens während des Sommers wasserarm, vielfach sogar ganz trocken.

Die Verschiedenartigkeit der vorbesprochenen Einflüsse macht es erklärlich, dass die über das Verhältnis der Abflussmenge zur Niederschlagsmenge bisher angestellten Beobachtungen selbst innerhalb ein und desselben Wasserlaufgebiets oft wenig übereinstimmende Resultate geliefert haben. So werden nach Möllendorf²⁸⁾ in Deutschland im Mittel 47,4% der Jahresniederschläge durch die offenen Wasserläufe abgeführt, wobei die Grenzen zwischen 28,1 und 71,6% liegen, während nach Gräve²⁹⁾ nachstehend benannte deutsche Flüsse im Durchschnitt nur 31,4% der jährlichen Regenmenge und bei mittlerem Wasserstande die angegebenen Wassermengen abführen, und zwar:

der Rhein bei Koblenz . . .	38,5%	mit 1220	cbm	Wassermenge	i. d. Sekunde		
die Weser bei Minden . . .	37,0%	" 157	"	"	"	"	"
die Memel bei Tilsit . . .	32,5%	" 600	"	"	"	"	"
die Elbe bei Torgau . . .	30,0%	" 330	"	"	"	"	"
die Weichsel bei Montauer Spitze	29,0%	" 937	"	"	"	"	"
die Oder bei Steinau . . .	27,0%	" 136	"	"	"	"	"
die Warthe an der Mündung	21,0%	" 190	"	"	"	"	"

und es fällt bei diesen Flüssen häufig das Maximum der Abflussmenge in die Zeit des Minimums der Regenmenge.

Nach Harlacher gelangten im Jahre 1871/72 nur etwa 25% der Niederschlagsmenge in die Flüsse und Ströme Böhmens, während nach Pralle³⁰⁾ in der Ilmenau, deren Flussgebiet von den Quellen bis Bardowiek 163,7 qkm groß ist, in den Wintermonaten 46%, in den Sommermonaten 23,5%, im Jahresmittel 32,5%, nach Michaëlis, Zeitschr. f. Bauw. 1883, im westfälischen Becken aber 39,4% der Niederschläge abfließen und nach Berechnungen von Charles Grad³¹⁾ die Abflussmenge der Ill bei Straßburg

²⁷⁾ Markus. Landwirtschaftliches Meliorationswesen in Italien. Wien 1881.

²⁸⁾ Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

²⁹⁾ Wasserreichtum der deutschen Ströme. Civiling. Bd. XXV, Heft 8.

³⁰⁾ Vergl. ferner Pralle. Bestimmung der abgeführten Niederschlagsmengen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 78.

³¹⁾ Comptes rendus de l'Academie des sciences, 1866 und Zeitschr. d. österr. Gesellschaft für Meteorologie, Bd. VII, S. 251.

1856 = 36% der Niederschlagsmenge, und zwar im Winter 53%, im Sommer aber nur 18% betragen hat. Diese Ergebnisse stimmen annähernd mit einzelnen in Frankreich ermittelten überein, wonach die Seine bei Paris³²⁾ 33¹/₃% und die Saône 38% der Regenmenge abführen.

Andere Autoren geben für die Seine bei Paris 29%, für die Saône bei Trevoux 53% und bei Lyon 50% an. Amerikanische Flüsse sollen nach Humphreys und Abbot 15—90% der Regenmenge abführen, und zwar: der Missouri 15%, der Ohio und Mississippi 24%, der Schuylkill 40% und die kleineren Nebenflüsse bis 90%, während für englische Flüsse 39,8% angegeben werden. Sehr erheblich ist die Abflussmenge in den Wasserläufen der Schweiz. So soll die Aare bei Aaren³³⁾ 82% der Niederschlagsmenge abführen.

Das Verhältnis der Abflussmenge zur Niederschlagsmenge im Gebiete des Sees von Gondrexange nach Beobachtungen aus den Jahren 1854 und 1855 ist 0,555 bzw. 0,429, im Mittel = 0,493. An der französischen Nied und der deutschen Nied, zwei Bächen, deren Wasserverhältnisse gelegentlich der Vorarbeiten des Mosel-Saar-Kanals näher untersucht sind, hat man für das Jahr vom 1. Juli 1873 bis dahin 1874 das in Rede stehende Verhältnis zu 0,276 bzw. 0,288 ermittelt. In den einzelnen Monaten des bezeichneten Jahres ergaben sich die nachstehend vermerkten Verhältniszahlen:

	1873						1874					
	Juli.	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März.	April.	Mai.	Juni.
Französische Nied	0,162	0,076	0,079	0,246	0,235	0,947	1,254	0,764	0,369	0,196	0,194	0,047
Deutsche Nied	0,099	0,049	0,104	0,237	0,237	1,228	0,871	0,746	0,502	0,463	0,079	0,075

Man ersieht hieraus, wie die Niederschläge in den einzelnen Monaten in einer sehr ungleichmäßigen Weise zum Abflusse gelangen, was auch durch die auf S. 80 mitgeteilten, an der Oder angestellten Beobachtungen bestätigt wird.

Hierher gehören auch noch die Versuche, unmittelbar aus der Größe des Zuflussgebietes und aus der zugehörigen Regenhöhe unter Berücksichtigung der Versickerung und Verdunstung die Wassermenge des betreffenden Stromes zu berechnen. So hat Lauterburg³⁴⁾ eine Methode aufgesucht, um die minimale, mittlere und maximale Abflussmenge jedes beliebigen Stromes an jeder beliebigen Stelle aus den Hauptzuständen, der Größe und Niederschlagsmenge des betreffenden Stromgebietes ohne weitere Kenntnis des dortigen Gefälles oder des Querprofils oder der Wassergeschwindigkeit zu bestimmen, während Iszkowski im „Beitrag zu den Induktionsformeln für die Bestimmung der Niedrigst-, Normal- und Höchstwassermengen auf Grund kennzeichnender Merkmale der Flussgebiete“ (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 197—198 und 1886, S. 69—98) die Feststellung des Wertes für den Koeffizienten K in dem Ausdruck $Q_1 = K \cdot c_m \cdot h \cdot F$ behandelt,

³²⁾ Frauenholz. Das Wasser. München 1881.

³³⁾ Die meteorologischen Beobachtungen der Schweiz. Zürich 1872, Bd. VII. — Bedeutende Abflussmengen haben auch die im Eschbach-Thale bei Remscheid angestellten Messungen ergeben. Vergl. Intze. Bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889. S. 57.

³⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 315, Allg. Bauz. 1872, S. 28 und R. Lauterburg. Versuch zur Aufstellung einer allgemeinen Übersicht der aus Größe und Beschaffenheit der Flussgebiete abgeleiteten schweizerischen Stromabflussmengen, gestützt auf die meteorologischen und hydrometrischen Beobachtungen der Schweiz. 2. Aufl., Bern 1876, sowie Anleitung zur Berechnung der Quellen und Stromabflussmengen. Allg. Bauz. 1887, S. 9, 17 u. 27.

worin Q_1 die gewöhnliche sekundliche Niederwassermenge in cbm,
 K den wirklichen Abfluskoeffizienten des Niederwassers,
 c_m den mittleren wirklichen Jahresabflufs-Koeffizienten,
 h die mittlere jährliche Regenhöhe in m und
 F die Fläche des Flufsgebietes in qkm bedeuten.

Auf Grund von tabellarischen Nachweisungen für 18 Flufsgebiete der Schweiz und von Beobachtungen der mittleren Regennengen, sowie der kleinsten mittleren und grössten sekundlichen Abflusmengen für die Zeit 1863/64 bis 1871 wird erläutert, daß der den Flüssen Weser, Elbe, Oder, Warthe, Memel und Weichsel unmittelbar entnommene und als konstant erwiesene Koeffizient $K = 0,014$ auch bei den schweizerischen gletscherfreien Flufsgebieten giltig bleibt.

Auch Vodicka ermittelt aus der Gröfse des Niederschlagsgebiets die Hochwassermenge (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 227 u. 231).

Franzius empfiehlt nachstehende, von ihm aufgestellte Tabelle.³⁵⁾

Deutsche Flüsse führen i. d. Sekunde und f. d. Quadratkilometer Zuflufsgebiet	bei kleinstem Wasser cbm	bei grösstem Wasser cbm	Verhältnis beider rund	Bemerkungen.
nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002—0,004	0,35—0,60	1 : 150	Grofser Niederschlag, rascher und voller Abflufs.
in bergiger oder steiler hügeliger Gegend	0,002	0,18—0,23	1 : 90	Mäfsiger Niederschlag, rascher Abflufs.
in nicht steiler hügeliger Gegend	0,0018	0,12—0,18	1 : 75	Mäfsiger Niederschlag, langsamer, unvollkommener Abflufs.
in flacher Gegend	0,0016	0,06—0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, langsamer unvollkommener Abflufs.
in flacher, sandiger oder mooriger Gegend	0,0012—0,0015	0,035—0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grösstenteils absorbiert.

Nach Hefs kann man die in kleineren deutschen Flüssen zum Ablauf gelangende Wassermenge im Maximum zu 0,027 cbm f. d. qkm Niederschlagsgebiet annehmen.

Bei einer genauen Vergleichung der Gröfse und Niederschlagsmenge eines Stromgebietes mit der Wassermenge des zugehörigen Stromes zeigt sich allerdings ein Zusammenhang zwischen dem Zuflufsgebiete und den meteorischen Niederschlägen einerseits und der Wassermenge andererseits vielfach nicht. Vielmehr ergeben die den Wasserstand bezw. die Regennenge darstellenden Kurven in den einzelnen Monaten keinen Parallelismus. So steigt z. B. die Rheinwasserhöhe nicht mit dem zunehmenden Niederschlage, es fällt vielmehr im Winter die kleinste Regennenge mit dem höchsten Wasserstande zusammen; im Sommer findet der umgekehrte Fall statt. Die Regennenge im Winter verhält sich zu jener im Sommer wie 5 : 8, der Sommerwasserstand zum Winterwasserstand wie 12 : 11. — Allein ein solcher unmittelbarer Vergleich ist unzulässig. Man muß nämlich gleichzeitig die Menge des verdunstenden Wassers und die Zu- und Abnahme des Wasservorrates im Laufe des Jahres mit in Rücksicht ziehen. Thut man dies, so stimmen die aus den beobachteten Mengen des Niederschlages und des verdunsteten Wassers berechneten Zahlreihen sehr deutlich mit den aus den Pegelbeobachtungen abgeleiteten mittleren Wasserständen überein. (Vergl. hierüber: Prestel, M. Die Regenverhältnisse des Königreichs Hannover. Emden 1864. Ferner: Prestel, M. Die Änderung des Wasserstandes der Flüsse und Ströme in der jährlichen Periode u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 411.)

³⁵⁾ Handbuch der Baukunde. III. Baukunde des Ingenieurs, 2. Heft, Der Wasserbau, S. 159.

§ 9. Wechsel des Wasserstandes. Nach den Erörterungen in Kapitel I ist die in Wasserlaufgebieten beobachtete Regenhöhe eine sehr veränderliche, je nachdem sich Witterungs- und sonstige Verhältnisse geltend machen. Dementsprechend ist auch die Speisung der Wasserläufe eine ungleichmäßige und es zeigt sich dies zunächst in dem häufigen Wechsel des Wasserstandes. Derselbe erhält sich nur selten im sog. Beharrungszustande, d. h. in ein und derselben Lage.

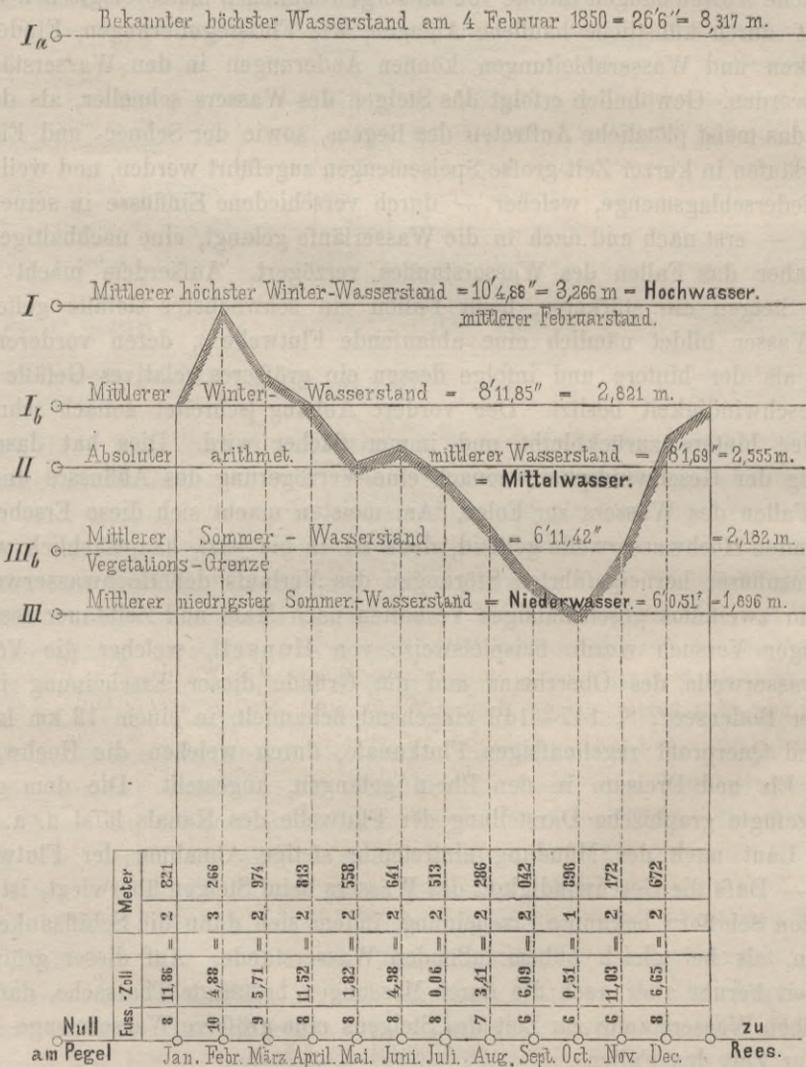
Unter Wasserstand versteht man, wie bei den stehenden Gewässern, so auch bei den Wasserläufen die Höhenlage des Wasserspiegels. Diese Höhenlage wird an Pegeln beobachtet (vergl. § 21) und nimmt im allgemeinen mit Vermehrung der Speisemenge zu und mit Verminderung derselben ab. Ersteres nennt man das Steigen, letzteres das Fallen des Wassers. Das Steigen und Fallen unterliegt einer gewissen Gesetzmäßigkeit, die indessen nach den bisherigen Beobachtungen nur insoweit ermittelt worden ist, als sie durch periodisch eintretende Witterungsverhältnisse bedingt wird. Zeitweise treten aber auch plötzliche Abweichungen infolge von aufsergewöhnlichen meteorologischen Vorgängen auf. Selbst durch künstliche bauliche Anlagen, wie Flufsregulierungen, Eindeichungen, Sammelbecken und Wasserableitungen können Änderungen in den Wasserständen herbeigeführt werden. Gewöhnlich erfolgt das Steigen des Wassers schneller, als das Fallen, weil durch das meist plötzliche Auftreten des Regens, sowie der Schnee- und Eisschmelze den Wasserläufen in kurzer Zeit große Speisemengen zugeführt werden, und weil derjenige Teil der Niederschlagsmenge, welcher — durch verschiedene Einflüsse in seinem Abflufs aufgehalten — erst nach und nach in die Wasserläufe gelangt, eine nachhaltige Speisung bewirkt, daher das Fallen des Wasserstandes verzögert. Ausserdem macht sich aber auch beim Steigen ein stärkeres, beim Fallen ein schwächeres Gefälle geltend. Das steigende Wasser bildet nämlich eine ablaufende Flutwelle³⁶⁾, deren vorderer Abhang steiler ist, als der hintere und infolge dessen ein größeres relatives Gefälle und eine größere Geschwindigkeit besitzt. Der vordere Abhang [schreitet sonach schneller vor, während der hintere zurückbleibt und immer flacher wird. Dies hat daselbst eine Verringerung der Geschwindigkeit, sonach eine Verzögerung des Abflusses und ein allmähliches Fallen des Wassers zur Folge. Am meisten macht sich diese Erscheinung bei der ablaufenden Hochwasserwelle geltend, doch ist es bis jetzt, hauptsächlich wegen der durch Seitenzuflüsse herbeigeführten Störungen des Verlaufs der Hochwasserwelle, nicht gelungen, ihr zweifellos gesetzmäßiges Verhalten nach Mafs und Zeitdauer festzustellen. Ein derartiger Versuch wurde beispielsweise von Honsell, welcher die Verflachung der Hochwasserwelle des Oberrheins und die Gründe dieser Erscheinung in seinem Werke „Der Bodensee“, S. 147—149 eingehend behandelt, in einem 12 km langen, im Längen- und Querprofil regelmässigen Flutkanale, durch welchen die Hochwasser der vereinigten Elz und Dreisam in den Rhein gelangen, angestellt. Die dem genannten Werke beigefügte graphische Darstellung der Flutwelle des Kanals läfst u. a. auch die bei ihrem Lauf nach der Mündung eintretende stetige Abnahme der Flutwellenhöhe erkennen. — Dafs die Geschwindigkeit des Wassers beim Steigen überwiegt, ist übrigens auch eine den Schiffern bekannte Erscheinung, indem sich dann die Schiffsanker leichter lösen lassen, als bei gleich hohem fallenden Wasserstande. Auf dieser größeren Geschwindigkeit beruht aber auch die durch Messungen bestätigte Thatsache, dafs bei ein und demselben Wasserstande zur Zeit des Steigens eine größere Wassermenge abgeführt wird, als zur Zeit des Fallens.

³⁶⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1868, Bl. E.

Der Wechsel des Wasserstandes in Wasserläufen läßt sich am besten aus den sog. Wasserstandskurven — graphischen Darstellungen methodisch zusammengestellter Ergebnisse von Wasserstandsbeobachtungen — erkennen, und es ergeben sich aus diesen auch die für Schifffahrt und die Landeskultur wichtigsten Wasserstände. Wasserstandskurven erhält man durch Auftragen der Beobachtungszeiten als Abscissen und der beobachteten Wasserstände als Ordinaten. Unter Annahme des Tages als Einheit für die Beobachtungszeit erhält man zunächst für jeden Monat die Monats-Wasserstandskurve, während die Jahres-Wasserstandskurve durch Verwendung des Monats als Einheit und der zugehörigen mittleren Monatswasserstände erhalten wird. Ähnlich wie die Jahres-Wasserstandskurven werden mit Nutzen auch solche konstruiert, welche die mittleren Monatswasserstände einer längeren, etwa 30- bis 50jährigen Periode darstellen.

Fig. 2.

Wasserstandskurve des Rheinstroms am Pegel zu Rees für die Jahre 1823 bis einschl. 1871.



III_a — Bekannter niedrigster Wasserstand am 2. December 1864.
= $1'3'' = 0,392$ m unter 0.

In Fig. 2 ist eine Wasserstandskurve des Niederrheins am Pegel zu Rees für eine 49jährige Zeitperiode nach den Ergebnissen der folgenden Tabelle dargestellt.

Ergebnisse der Pegelbeobachtungen des Rheinstroms zu Rees.

Tabelle der mittleren Monatswasserstände des Rheinstroms am Pegel zu Rees, nach den täglichen Beobachtungen in 49 Jahren von 1823 bis einschl. 1871.

(Mittel von 588 Monatsmitteln = 17897 Tagesmitteln.)

Monate.	Mittlerer Pegelstand auf 0 am Pegel bezogen				Mittlerer Pegelstand auf das absolute Mittel = 8' 1,69'' aus 588 Monatsmitteln bezogen				Bemerkungen.
	unter 0		über 0		unter dem absoluten Mittel		über dem absoluten Mittel		
	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	
Januar	—	—	8	11,86	—	—	0	10,17	<p>1. Der höchste Punkt der Kurve = 10' 4,88'' (3,266 m) Februar-Mittel = mittlerer höchster Winterwasserstand = Hochwasser.</p> <p>2. Der mittlere Winterwasserstand = 8' 11,85'' (2,821 m).</p> <p>3. Der tiefste Punkt der Kurve = 6' 0,51'' (1,896 m) Oktober-Mittel = mittlerer niedrigster Sommerwasserstand = Niederwasser.</p> <p>4. Der mittlere Sommerwasserstand = 6' 11,42'' (2,182 m) = Vegetationsgrenze.</p> <p>5. Das absolute arithmetische Mittel aller 588 Monatsmittel von 1823 bis einschl. 1871 = 8' 1,69'' (2,555 m) = Mittelwasser.</p>
Februar	—	—	10	4,88	—	—	2	3,19	
März	—	—	9	5,71	—	—	1	4,02	
April	—	—	8	11,52	—	—	0	9,83	
Mai	—	—	8	1,82	—	—	0	0,13	
Juni	—	—	8	4,98	—	—	0	3,29	
Juli	—	—	8	0,06	0	1,63	—	—	
August	—	—	7	3,41	0	10,28	—	—	
September	—	—	6	6,09	1	7,60	—	—	
Oktober	—	—	6	0,51	2	1,18	—	—	
November	—	—	6	11,03	1	2,66	—	—	
Dezember	—	—	8	6,15	—	—	0	4,46	
Summe			97	8,02	5	11,35	5	11,09	
			: 12 =		: 5		: 7		
			Mittel aller 12 Monate gemittelt = 8' 1,69'' (2,555 m) = absolutes Mittel von 49 Jahren.		— 1' 2,27''		0' 10,16''		
					hierzu + 8' 1,69''		hierzu + 8' 1,69''		
					6' 11,42'' (2,182 m) = mittlerer Sommerwasserstand = Mittel aller Monatsstände unter dem absol. arithmetischen Mittel von 8' 1,69''.		8' 11,85'' (2,821 m) mittlerer Wasserstand = Mittel aller mittleren Monatsstände über 8' 1,69''.		

Die Tabelle läßt erkennen, auf welche Weise die wichtigsten Wasserstände zu ermitteln sind. Als solche gelten Hoch-, Mittel- und Niederwasserstand.

I Der Hochwasserstand bildet den höchsten Punkt der Kurve, und ist gleichzeitig auch der mittlere höchste Winterwasserstand.

Zu den Hochwasserständen gehören:

I_a Der bekannte höchste der gesamten Zeitperiode und

I_b der mittlere Winterwasserstand, welcher sich aus dem arithmetischen Mittel aller mittleren, über dem Mittelwasserstande belegenen Monatswasserständen ergibt.

II Der Mittelwasserstand oder der absolute mittlere Wasserstand sämtlicher Monatswasserstände.

Außer dem Mittelwasserstand ist als

II_a noch der aus der Kurve nicht abzuleitende gewöhnliche Wasserstand, welcher ebenso oft im Durchschnittsjahre der Zeitperiode überschritten, als

nicht erreicht wird, zu nennen. Zur Ermittlung desselben bedarf es³⁷⁾ einer Ordnung sämtlicher beobachteten Wasserstände nach den einzelnen Höhenabschnitten des Pegels, da sich hieraus erst ergibt, wie oft die Wasserstände jeder einzelnen Höhengruppe im Laufe eines Jahres bezw. der gewählten Zeitperiode eingetreten sind. Dieser gewöhnliche Wasserstand liegt niedriger, oft sogar wesentlich niedriger als der Mittelwasserstand, beispielsweise nach Sasse für die Elbe bei Torgau um 0,517 und nach der Ermittlung des Verfassers für die Memel bei Tilsit für die Zeit von 1842 bis 1871 um 0,301 m niedriger.

III Der Niederwasserstand bildet den tiefsten Punkt der Kurve und gleichzeitig auch den mittleren niedrigsten Sommerwasserstand.

Zu den Niederwasserständen gehören:

III_a Der bekannte niedrigste der gesamten Zeitperiode und

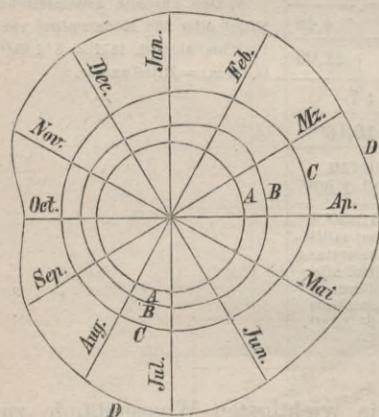
III_b der mittlere Sommerwasserstand oder das arithmetische Mittel aller mittleren unter dem Mittelwasserstande belegenen Monatswasserstände. Dieser bildet die sog. Vegetationsgrenze.

Die Ergebnisse der Wasserstandsbeobachtungen lassen sich nach Fig. 3 auch durch Linien in geschlossener Form (durch Polarkoordinaten) darstellen, indem man

Fig. 3.

Wasserstände der Elbe zu Magdeburg
in der Zeit vom 1. Jan. 1817 bis 28. Febr. 1870.

M. 1:320.



A Linie durch den Nullpunkt des Pegels.

B Kleinster Wasserstand des betreffenden Monats.

C Mittelwasserstand.

D Höchster Wasserstand des betreffenden Monats.

von einem Pole aus unter Einhaltung von nahezu gleichen Centriwinkeln, welche der Tagesanzahl des betreffenden Monats entsprechen, die verschiedenen Monate als Radienvektoren darstellt und auf diesen die Wasser- oder Pegelstände aufträgt.³⁸⁾

Wasserstandskurven der mittleren Monatswasserstände einer längeren Zeitperiode lassen sich auch zur Ermittlung der Beziehungen zwischen den allgemeinen Bewegungen der an verschiedenen Beobachtungsstationen ein und desselben Wasserlaufs eintretenden Wasserstände mit Vorteil verwenden. Dies ist beispielsweise bezüglich des Rheins vom Bodensee abwärts bis zu den Niederlanden aus den Wasserstandskurven an den Pegeln zu Au, Konstanz, Waldshut, Basel, Kehl, Maxau, Mannheim, Mainz, Köln und Nymwegen durch Honsell (vergl. S. 134 und T. VI, F. 1^a bis 1^k seines mehrfach genannten Werkes) geschehen. Danach werden die Wasserstände vom Bodensee ab bis nach Mannheim vor-

zugsweise durch die alpine Wasserzufuhr bedingt, während unterhalb die Nebenflüsse des Mittelgebirges die Natur des Stromes bestimmen; letztere ändert sich deshalb nach und nach derartig, daß zur Zeit der niedrigsten Wasserstände im Oberrhein auf der Rhein-
strecke in den Niederlanden der periodisch höchste Wasserstand vorhanden ist. Vergl.

³⁷⁾ Sasse, Stromverhältnisse der Elbe. Zeitschr. f. Bauw. XXIV, S. 357.

³⁸⁾ Vergl. ferner: Tabelle, enthaltend eine Zusammenstellung der Wasserstände im Weichselstrome seit dem Jahre 1809 bis einschließlich 1856. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 195. — Maafs, Die Wasserstände der Elbe in den Jahren 1727 bis 1870, mit Bezug auf die amtlichen Beobachtungen des Pegels zu Magdeburg. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 495. — Statistik des deutschen Reiches, 24. Bd.: Der Verkehr auf den deutschen Wasserstraßen nebst den beobachteten Wasserständen im Jahre 1875. Berlin 1877.

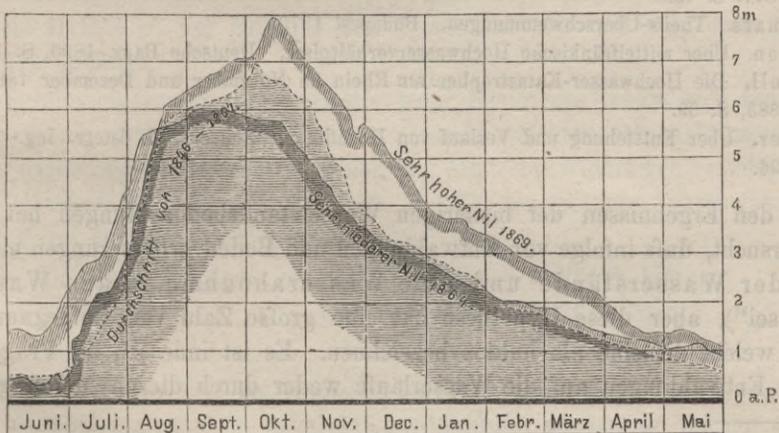
auch Jahresberichte des Centralbureaus für Meteorologie und Hydrographic in Baden für die Jahre 1883—1891. Karlsruhe.

Die Dauer³⁹⁾ der verschiedenen Wasserstände ist eine verschiedene. Nicht allein die höchsten, sondern auch die niedrigsten Wasserstände treten am seltensten auf. Dagegen kommen die übrigen Wasserstände häufiger vor, am meisten aber die Mittelwasser. Jeder Wasserlauf zeigt in dieser Beziehung gewisse Eigentümlichkeiten, doch läßt sich in jedem Falle durch eine lange Reihe von Wasserstands-Beobachtungen das Gesetz entwickeln, welches in Bezug auf die Häufigkeit des Auftretens aller Wasserstände in dieser Zeit bestanden hat. Die den einzelnen Pegelständen entsprechende Zahl von Tagen giebt alsdann den Maßstab für die Dauer der korrespondierenden Wasserstände.

Sehr regelmäfsig vollzieht sich der Wechsel des Wasserstandes am Nil (vergl. Eyth. Das Wasser im alten und neuen Ägypten. Nachrichten aus dem Klub der Landwirthe in Berlin 1891, No. 280). Das Anfangs Juni bei Kairo fast 1000 m breite, halb vertrocknete Flußbett führt nur etwa 460 cbm Wasser sekundlich ab, wobei der Wasserspiegel etwa 5 m unter dem Kulturlande liegt. Ende Juni und Anfang Juli beginnt das Steigen des Wassers, welches anfangs August die Ufer übersteigt und dann stetig bis zu seinem höchsten Stande gegen Mitte Oktober zunimmt, um demnächst gegen Ende November nach dem Flußbett zurückzukehren und dann stetig fallend, seinen niedrigsten Junistand wieder einzunehmen, vergl. Fig. 4.

Fig. 4.

Wasserstandskurve des Nils bei Kairo.



Die längere Dauer des Mittelwasserstandes ist gewöhnlich für alle von den Wasserläufen beeinflussten Verhältnisse vorteilhaft, während Niedrig- und Hochwasserstände meist nachteilig wirken, namentlich in größeren Wasserläufen. Der Niederwasserstand fällt in der Regel in die trocknen Sommer- und Herbstmonate, der Hochwasserstand in die Zeit der Schnee- und Eisschmelze des Frühjahrs. Ausnahmsweise treten indessen niedrige Wasserstände auch im Winter, sowie hohe im Sommer auf. Am erheblichsten sind die

³⁹⁾ Kluge. Über die Dauer der Wasserstände an den Rheinpegeln zu Koblenz, Köln und Düsseldorf, sowie über die Häufigkeit ihres Eintretens. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 501. — Sasse. Über die durchschnittliche Dauer der Wasserstände von 1810 bis 1854 an den Unterpegeln der Oder bei Kosel und Oppeln. Civiling. 1861, S. 75, und Stromverhältnisse der Elbe bei Torgau von 1820—1850. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 357.

Hochwasserstände in eingedeichten Flufsthälern, sowie in denjenigen Wasserläufen, deren Gebiete aus undurchlässigem Untergrunde bestehen, und deren Zuflüsse ihre Hochfluten gleichzeitig abführen. Außerdem können auch Eisstopfungen (vergleiche § 15) unberechenbare Hochwasserstände veranlassen. — Bezüglich der Nachteile, welche Hochfluten durch Überschwemmung der Überschwemmungsgebiete im Gefolge haben, der Mittel zur Abhilfe der Vorausbestimmung des Eintritts der Hochwasserstände und über Einrichtung des Hochwasserdienstes vergl. das Kapitel „Deiche“ und bezüglich der Hochwasserverhältnisse im allgemeinen folgende Quellen:

Dumas. Etudes sur les inondations. Causes et remèdes. Paris 1857.

Dupuit. Des inondations. Paris 1858.

Vallés. Etude sur les inondations: leur causes et leurs effets; les moyens à mettre en oeuvre pour les combattre et profiter de leurs avantages. Paris 1858.

Cuno. Mitteilungen über die Hochfluten der Elbe und ihre Verheerungen seit dem 11. Jahrhundert bis auf die neueste Zeit. Torgau 1864.

Statkowski. Memoire über die Hochgewässer. Allg. Bauz. 1867, S. 70.

Monestier. Etudes des eaux au point de vue des inondations. Bassin de l'Allier. Paris.

Lamaïresse. Etudes hydrologiques sur le monts Jura. Paris.

Coaz, J. W. Die Hochwasser im September und Oktober 1868 im bündnerischen Rheingebiet vom naturwissenschaftlichen und hydrotechnisch-forstlichen Standpunkt betrachtet. Leipzig 1869.

The control of floods. Engng. Vol. 15, S. 343.

De Mardigny. Inondations de l'Ardèche. Paris.

Champion, M. Les inondations en France depuis le IX. siècle jusqu'à nos jours. La Seine, la Loire, le Rhône, la Garonne, le Rhin et leurs affluents. Paris 1875.

Deutsch, J. Die Überschwemmung und ihre Ursachen. Wien 1877.

Belgrand et Lemoine, F. Etude de la grande crue de la Seine en mars 1876. Ann. des ponts et chaussées 1877, S. 435.

Overmars. Theifs-Überschwemmungen. Budapest 1879.

Classen. Über mittelfränkische Hochwasserverhältnisse. Deutsche Bauz. 1890, S. 172.

Honsell. Die Hochwasser-Katastrophen am Rhein im November und Dezember 1882. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 39.

Lueger. Über Entstehung und Verlauf von Hochfluten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 77—96.

Aus den Ergebnissen der bisherigen Wasserstandsbeobachtungen hat man nachzuweisen versucht, daß infolge von Entwaldungen und Bodenverbesserungen eine stetige Senkung der Wasserstände und eine Wasserabnahme in den Wasserläufen eingetreten sei⁴⁰⁾, aber diese Hypothese hat eine große Zahl von Entgegnungen⁴¹⁾ hervorgerufen, welche dieselbe als haltlos bezeichnen. Es ist indessen die Frage über den Einfluß der Entwaldungen auf die Wasserläufe weder durch diesen Meinungsaustrausch,

⁴⁰⁾ Wex. Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Wien 1873 u. 1879.

⁴¹⁾ Über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Deutsche Bauz. 1873, S. 287. — Fessel. Zur Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Deutsche Bauz. 1873, S. 329. — Über die Abnahme der Wassermassen der deutschen Flüsse. Deutsche Bauz. 1874, S. 295. — Sasse. Zur Frage der Abnahme der Wassermassen in den Flüssen. Deutsche Bauz. 1874, S. 259, 268 u. 413 und Wasserabnahme u. s. w. Halle 1880. — Gräve. Über den Wasserreichtum und die Senkung der Flüsse in den Kulturländern. Deutsche Bauz. 1877, S. 261 u. 271 und Civ.-Ing. Bd. XXV. — Berichte des hydrotechnischen Comités über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 157 und 1881, S. 73. — K. Herrich. Gutachten über das Werk von G. Wex: „Die Abnahme der Wassermengen in Quellen und Strömen“. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 501. — Die Abnahme der Wassermenge auf den Kontinenten. Stummers Ing. Bd. V, S. 77. — Hagen. Veränderung der Wasserstände. Berlin 1880. — Frauenholz. Das Wasser. München 1881. — Pralle. Die Wasserstandsverhältnisse der Oder. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 179—196.

noch durch die vor etwa zwei Jahrhunderten in Frankreich von Arago, Gay Lussac u. a. angestellten Ermittlungen zum Abschluss gebracht worden. Die schwache Seite jener Hypothese liegt darin, daß sie sich lediglich auf die Ergebnisse von Wasserstandsbeobachtungen stützt. Da letztere nur die Veränderung der Wasserstände erkennen lassen, über die Veränderung des Gefälles, der Profilbreite und der Höhenlage der Sohle der Wasserläufe dagegen keinen Aufschluß geben, so erscheinen sie zum Nachweis, daß eine etwaige Wasserspiegelsenkung eine Folge der Verminderung der Jahreswassermenge sei, völlig unbrauchbar, selbst abgesehen davon, daß die Beobachtungsergebnisse durch Sinkstoffbewegung, Eisstand, Ausführung von Regulierungswerken, Eindeichungen und Durchstichen, ja selbst durch Unzuverlässigkeit der Beobachter in jedem einzelnen Falle mehr oder weniger nachteilig beeinflusst worden sind. Auch nimmt die Wassermenge keineswegs im einfachen Verhältnis zum Wasserstand oder zur Wassertiefe zu oder ab, und ist außerdem auch noch von anderen Faktoren abhängig.

Denkt man sich nämlich der Einfachheit wegen einen Wasserlauf von rechteckigem Querprofil, so ist die Wassermenge $Q = v \cdot F = v \cdot b \cdot t$ (vergl. § 26), wenn v die mittlere Geschwindigkeit, b die Breite und t die Tiefe. Nach der bekannten Chezy-Eytelwein'schen Formel (s. § 28 zu 1.) ist $v = c \sqrt{RJ}$, wo c einen Erfahrungskoeffizienten, R den Quotienten aus dem Flächeninhalte eines Wasserprofils durch seinen benetzten Umfang und J das relative Gefälle des Wasserlaufs bezeichnet. Für große Wasserläufe (Ströme) kann man nun näherungsweise $R = t$ setzen (§ 25), somit $v = c \sqrt{tJ}$. Man erhält also

$$Q = c \sqrt{t \cdot J} \cdot b \cdot t \quad \text{oder} \quad Q = c \cdot J^{1/2} \cdot b \cdot t^{3/2}, \quad 2.$$

wonach Q nicht der ersten, sondern der $3/2$. Potenz von t entspricht, und außerdem noch von relativem Gefälle J , der Breite b des Wasserlaufbetts und von dem Widerstandskoeffizienten c abhängt.

Die Schlußfolgerungen der Vertreter jener Hypothese lassen sich indessen, selbst unter Verwendung der von denselben zu Grunde gelegten Beobachtungen, zum Teil wenigstens, durch andere Zusammenstellung der letzteren widerlegen. Beispielsweise ist nach Wex (Wasserabnahme u. s. w. 1879, S. 27) der mittlere Jahreswasserstand des Rheins am Pegel zu Emmerich, welcher

	in der Zeitperiode von 1770—1802 = 3,202 m betrug,
" "	" " " " 1803—1835 um 0,429 " und
" "	" " " " 1836—1873 " 0,293 "

gefallen. Wird dagegen die zu vorstehenden Zeiträumen gehörige 50jährige Periode von 1820 bis 1869 in fünf je zehnjährige Abschnitte zerlegt, so ergibt sich für den mittleren Jahreswasserstand, welcher

	in der Periode von 1820—1829 einschl. = 2,55 m betragen hat,
für die "	" " 1830—1839 ein Steigen um 0,05 m
" "	" " 1840—1849 " " " 0,10 "
" "	" " 1850—1859 " Fallen " 0,33 "
" "	" " 1860—1869 " " " 0,05 "

woraus eine Stetigkeit nicht hervorgeht. Die Unstetigkeit zeigt sich indessen noch erheblicher, wenn die zunächst oberhalb Emmerich und zwar zu Rees und Wesel beobachteten Wasserstände mit in Vergleich gezogen werden. Es beträgt nämlich der mittlere Jahreswasserstand:

in der Zeitperiode von	an den Pegeln zu		
	Emmerich	Rees	Wesel
1820—1829	2,55 m	2,89 m	2,50 m
1830—1839	2,60 "	2,64 "	2,39 "
1840—1849	2,70 "	2,69 "	2,37 "
1850—1859	2,37 "	2,38 "	2,04 "
1860—1869	2,32 "	2,26 "	1,92 "

Bei solchen Ergebnissen liegt es wohl näher, das unstete Verhalten der Wasserstände und namentlich das Fallen derselben als eine Folge der thatsächlich in dem angeführten Zeitraum eingetretenen Veränderung der Rheinverhältnisse zu bezeichnen, wie sie durch Anlage der vier grossen Durchstiche von Wesel bis Grieth in der Zeit von 1781 bis 1814 und durch Erbauung zahlreicher Regulierungswerke seit 1840 herbeigeführt worden ist.

Auch bei den Elbstromschauungen der Jahre 1869 und 1873⁴²⁾ hat sich die unstete Veränderung der Wasserstände bei den verschiedenen Pegeln aus dem Vergleich der Wasserstände von 1842 mit denen von 1869 ergeben, indem bei acht Pegeln Differenzen (bis zu 81,5 cm) und zwar theils Hebungen und theils Senkungen des Wasserstandes festgestellt wurden.

Aus den Wasserstandsbeobachtungen verschiedener Flüsse geht sogar hervor, das die Jahreswasserstände stetig gestiegen sind, so beispielsweise in der Memel, woselbst letztere

in der Zeitperiode von	an den Pegeln zu	
	Schmalemingken	Tilsit
1842—1851	2,20 m	2,32 m
1852—1861	2,24 "	2,42 "
1862—1871	2,38 "	2,50 "

betragen haben, trotzdem gerade im Gebiet dieses Flusses, welcher bekanntlich in Rußland noch völlig unreguliert ist, in jener Zeit ganz bedeutende Entwaldungen eingetreten sind. Allein in den Jahren 1852—1855 einschliesslich passierten die Schiffbrücke Tilsit 30479 oder jährlich und durchschnittlich 7620 Stück grosse russische Holzflöße.

Eine methodische Bearbeitung einer grossen Zahl von Wasserstandsbeobachtungen in preussischen Flüssen hat Hagen⁴³⁾ vorgenommen, wobei er ebenfalls zu dem Schluß der Unhaltbarkeit der Hypothese von der steten Senkung der Wasserstände gelangt. Danach sind nämlich die mittleren Wasserstände des Rheins, der Mosel, Weser, Weichsel, Memel und des Pregels in den beobachteten 33- bis 64-jährigen Zeitperioden insofern unverändert geblieben, als die geringen, bald positiven bald negativen Änderungen die Werte der wahrscheinlichen Beobachtungsfehler noch nicht erreichen. Nur für die Elbe wurde an zwei Pegeln eine Senkung ermittelt. Die absolut höchsten Wasserstände haben für den Rhein, die Mosel, Weser, Elbe, Oder und den Pregel eine stetige Senkung, für die Memel aber weder eine Senkung noch Hebung ergeben. Letzteres ist auch für eine Station der Weichsel der Fall gewesen, während für die zweite Station daselbst eine stetige Hebung als wahrscheinlich bezeichnet wird. Bezüglich der absolut niedrigsten Wasserstände ist für den Rhein wahrscheinlich, für die Weser (Station Höxter) sicher eine stetige Hebung, in allen anderen obengenannten Flüssen aber eine stetige Senkung eingetreten. Auch Hagen bezeichnet die Senkungen als eine Folge von Flufsregulierungen

⁴²⁾ Schlichting, J. Deutsche Bauz. 1875, S. 274.

⁴³⁾ Abhandlungen der königl. Akademie der Wissenschaften. Berlin 1880.

und hebt am Schlusse seiner Abhandlung ebenfalls noch hervor, daß der Einfluß der veränderten Bodenkultur auf größere Flüsse noch nicht nachgewiesen sei. Wenn nun auch thatsächlich ein solcher Nachweis bisher noch nicht geführt worden ist, so wird doch im Vergleich zu früheren Jahrhunderten jetzt eine schnellere Zuführung der atmosphärischen Niederschläge in die Wasserläufe als Folge der seitdem stattgefundenen Entwaldung, Verringerung der stehenden Gewässer und Ausdehnung der Bodenkultur anzunehmen und diese Annahme auch durch den mittels Wasserstandsbeobachtungen in einzelnen Flüssen nachzuweisenden häufigeren Wechsel der Wasserstände zu begründen sein. So haben an der oberen Oder⁴⁴⁾, bei einer Vergleichung der Beobachtungen in den zwei Perioden von 1810—1835 und 1836—1862, die Hochwasserstände in der letzten Periode sowohl an Häufigkeit, als auch an Dauer zugenommen, während die Frühjahrswasserstände höher, die Herbstwasserstände aber niedriger geworden sind. In einzelnen Fällen wird sich auch eine Hebung der Hochwasserstände als Folge künstlicher Änderung des Verhaltens der Wasserläufe nachweisen lassen, namentlich dort, wo wie an der Theiß durch Regulierungsarbeiten im Oberlauf eine schnellere und reichere Zuführung der Hochfluten in den Mittel- und Unterlauf, oder wo durch Anlage von Hochwasserdeichen, Schließung von Überfällen, Umwandlung der Sommer- in Winterdeiche und Erbauung von Brücken u. s. w. eine Beschränkung der Hochwasserprofile oder durch die vorgeschilderten Einflüsse eine schnellere Wasserzuführung veranlaßt worden ist. Übrigens geht auch die Änderung der Wasserstände oft Hand in Hand mit Änderung der Höhenlage der Bettsohle (vergl. § 14), welche dementsprechend Senkung bezw. Hebung der Wasserstände zur natürlichen Folge hat.

§ 10. Wechsel der Wassermenge. Mit Wassermenge bezeichnet man das in der Zeitsekunde durch ein Querprofil eines Wasserlaufs abfließende Wasservolumen. Die Größe desselben ist vom Wasserstande, von der Gestaltung des Profils, vom Gefälle und von den Widerständen, welche dem abfließenden Wasser entgegentreten, abhängig. Infolge der ungleichmäßigen Speisung der Wasserläufe ist die Wassermenge einem häufigen Wechsel unterworfen. In der Regel nimmt sie mit steigendem Wasserstande zu, indem sich hierbei das Profil vergrößert, die Wassergeschwindigkeit vermehrt und die Widerstände verhältnismäßig verringern. Ausnahmsweise kann indessen die Wassermenge bei steigendem Wasserstande auch eine geringere sein, als vorher, allerdings nur dann, wenn sich beim Steigen die Abflufgeschwindigkeit verringert. Eine solche Ausnahme tritt beispielsweise in der großen Weser in Bremen ein, vergl. S. 96 und F. 7, T. III. Es können aber auch, wie bereits auf S. 85 erwähnt wurde, bei gleich hohem Wasserstande in einem und demselben Profil verschiedene Wassermengen abgeführt werden, je nachdem dieser Wasserstand durch Steigen oder durch Fallen des Wassers erreicht, und dementsprechend im ersten Falle eine größere Geschwindigkeit, daher auch eine größere Wasserabführung veranlaßt wird.

Die Ursachen des Wechsels der Wassermenge sind dieselben wie diejenigen des Wechsels der Wasserstände, es machen sich daher sowohl periodische, von der Jahreszeit, als auch aussergewöhnliche von besonderen meteorologischen Vorgängen abhängige Änderungen der Wassermengen geltend. Infolge dessen ist auch die mittlere Jahreswassermenge keine gleichbleibende. In nassen Jahren wird erheblich mehr Wasser abgeführt, als in trockenem. So führte die Oder bei Oppeln nach Sasse im nassesten Jahr der Zeitperiode von 1850—1865, und zwar 1855, von der Regenhöhe ihres Nieder-

⁴⁴⁾ Sasse. Wasserabnahme in den Bächen und Strömen Deutschlands. Halle 1880.

schlagsgebiets 55,79 cm, im trockensten dagegen, 1863, nur 13,83 cm der Regenhöhe, im ersten Falle also etwa vier mal mehr ab und es war hierbei allein schon die Wassermenge des März 1855 größer, als die des ganzen Jahres 1863. Stellt man die in gleichen Monaten verschiedener Jahre abgeführten Wassermengen gegenüber, so schwanken für Oppeln die Verhältnisse der Monatswassermengen innerhalb der Grenzen von 1:5 bis 1:25.

Der Wechsel der mittleren Wassermenge der einzelnen Monate zeigt eine gewisse Gesetzmäßigkeit, wenn man die Beobachtungen für eine längere Reihe von Jahren graphisch zusammenstellt, indem man die Monate als Abscissen, die mittleren Monatswassermengen der einzelnen Monate in der gewählten Zeitperiode als Ordinaten aufträgt und die Endpunkte der letzteren verbindet. Es bildet sich dann eine auf- und absteigende Kurve, deren Form den Einfluß der Jahreszeiten, sowie denjenigen der klimatischen und geologischen Verhältnisse des Wasserlaufgebiets zum Ausdruck bringt. In F. 5, T. II sind derartige Kurven⁴⁵⁾ für den Rhein, der Weser, Elbe, Oder, Weichsel und Memel dargestellt, welche sich auf längere Zeitperioden beziehen und eine Vergleichung der Wassermenge sowohl in den einzelnen Strömen als auch in den Jahreszeiten gestatten. Hiernach verhält sich in den Strömen:

	Rhein	Weser	Elbe	Oder (Steinau)	Oder (Warthe- mündung)	Weichsel	Memel
1. die Wassermenge des Winters (November bis April) zu der des Sommers wie	1:0,922	1:0,434	1:0,467	1:0,525	1:0,522	1:0,486	1:0,389
2. die Wassermenge des wasserärmsten Monats zu der des wasserreichsten wie	1:1,458	1:4,0	1:5,238	1:4,5	1:3,68	1:4,19	1:4,51

Als genau können indessen jene Kurven schon deshalb nicht angesehen werden, weil die Wassermenge zur Zeit der Hochfluten nur in seltenen Fällen ermittelt werden kann.

Die dem Nieder- bzw. Hochwasserstande entsprechende Wassermenge heißt die Nieder- bzw. Hochwassermenge. Außerdem unterscheidet man noch die Mittelwassermenge und versteht hierunter das beim Mittelwasserstand abgeführte Wasservolumen. Der Mittelwasserstand ist jedoch nicht zu verwechseln mit demjenigen Wasserstande, bei welchem die mittlere Jahreswassermenge abfließt. Der dann vorhandene Wasserstand liegt höher, beispielsweise in der Elbe bei Torgau um 0,163 m und in der Memel nach Ermittlungen des Verfassers um 0,23 m für die Zeit von 1842—1871. Auch in der Oder und Saale ist die höhere Lage dieses Wasserstandes ermittelt worden.

Der Unterschied der Nieder- und Hochwassermenge ist bei denjenigen Wasserläufen verhältnismäßig am erheblichsten, denen die atmosphärischen Niederschläge am schnellsten zufließen und in denen letztere am schnellsten abgeführt werden. Gewöhnlich nimmt das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassermenge von der Quelle nach der Mündung zu stetig ab. In nachstehender Tabelle (vergl. auch Tabelle S. 84) ist dies Verhältnis und die sekundliche Wassermenge einzelner Wasserläufe auf Grund verschiedener Untersuchungen zusammengestellt, doch werden auch hierbei die Werte der Hochwassermenge meist nur auf Schätzung beruhen, wenigstens für diejenigen Wasserläufe, welche bei Hochwasser über ihre Ufer treten. Die hierbei in oft sehr breiten Überschwemmungsgebieten abfließenden Wassermengen lassen sich selten genau ermitteln, weil es an Zeit zu Messungen fehlt und die Unregelmäßigkeiten des Geländes meist zu erheblich und zu verschiedenartig sind.

⁴⁵⁾ Gräve. Wasserreichtum der deutschen Ströme. Civ.-Ing. Bd. XXV, Heft 8.

Wasserlauf.	Niederwassertmenge cbm	Mittelwassertmenge cbm	Hochwassertmenge cbm	Daher das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassertmenge
Allier (Guétin)	16	—	6 000	1 : 375
Loire (Nevers)	13	—	4 300	1 : 331
„ (Blois)	45	—	9 700	1 : 216
„ (Tours oberhalb)	70	—	10 500	1 : 150
„ (Tours unterhalb)	85	—	12 000	1 : 41
„ (Montjeau)	200	—	—	—
Garonne (Toulouse)	36	—	5 700	1 : 158
„ (Tarn)	87	—	12 000	1 : 138
Ems (Greven)	2	—	300	1 : 150
Ems (Hanckenfähr)	6	—	600	1 : 100
Neckar (Heidelberg)	32,4	202,5	4 860	1 : 150
Memel (Tilsit)	89	608	4 400	1 : 50
Mosel (Cochem)	51	—	2 500	1 : 49
Main (Frankfurt)	70	—	3 400	1 : 48,6
Isar (München)	41,5	—	1 500	1 : 36
Rhône (Lyon)	180	—	5 200	1 : 29
„ (St. Vallier)	210	—	7 000	1 : 33
„ (bis zur Ardèche)	330	—	9 625	1 : 29
„ (bis zur Durance)	360	—	11 900	1 : 33
„ (unterhalb der Durance)	400	—	13 900	1 : 35
Elbe (Torgau)	90	330	1 800	1 : 20
Rhein (Kehl)	380	—	4 685	1 : 14
„ (Lauterburg)	465	—	5 010	1 : 10,8
„ (Koblenz oberhalb der Mosel)	910	1 220	7 500	1 : 8,24
Oder (Steinau)	74,2	136	309,2	1 : 4,17
„ (unterhalb der Warthe-Mündung)	230	410	660	1 : 2,87
Donau (Wien)	1411	—	5 049	1 : 3,57
Mississippi (Columbus)	3641	—	40 344	1 : 11
Congo (Mündung)	—	96 000	—	—
Ganges (Mündung)	—	15 000	—	—
Niagara (Wasserfälle)	—	11 000	—	—
Nil (Kairo)	460	1 740	10 600	1 : 23

bei den durchschnittl. niedrigst. u. höchst. Wasserständen einer längeren Zeitperiode.

Ist die Wassermenge eines Wasserlaufs bei verschiedenen Wasserständen desselben Profils bekannt, so läßt sich nach Fig. 5 die sogenannte Wassermengenkurve *DE* konstruieren, deren Abscissen *Q* *Q*₁ *Q*₂ u. s. w. die Wassermengen und deren Ordinaten *t* *t*₁ *t*₂ u. s. w. die zugehörigen Tiefen des Wasserlaufs bei den Wasserständen *s* *s*₁ *s*₂ u. s. w. bezeichnen. Nach den bisherigen Ermittlungen in einzelnen Wasserläufen bildet diese Kurve, so an der Saale und Oder nach Sasse⁴⁶⁾ und in der Memel nach dem Verfasser⁴⁷⁾, annähernd eine Parabel. Für einen beliebigen Punkt *M* ist sonach

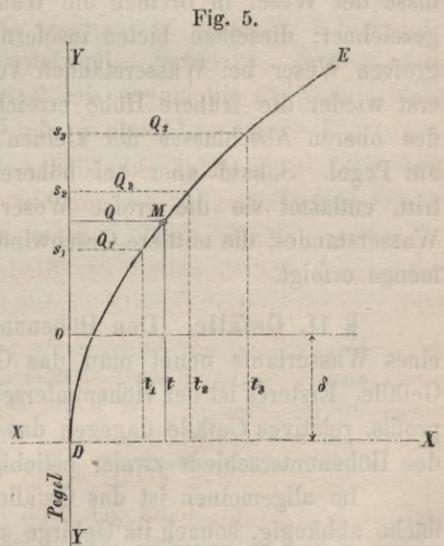


Fig. 5.

$$t^2 = P \cdot Q, \dots \dots \dots 3.$$

woraus sich bei bekanntem Wert von *t* und *Q*

$$P = \frac{t^2}{Q} \dots \dots \dots 4.$$

⁴⁶⁾ Civiling. 1867.

⁴⁷⁾ Deutsche Bauz. 1875, S. 142.

ergiebt. Ist die Wassermenge Q_1 und Q_2 für zwei beliebige Wasserstände bei den Tiefen t_1 und t_2 bekannt, so ist zur Bestimmung der Höhenlage δ der Parabelachse unter oder über dem Nullpunkt des Pegels:

$$t_1^2 : t_2^2 = Q_1 : Q_2, \quad \text{daher allgemein} \quad (s_1 \pm \delta)^2 : (s_2 \pm \delta)^2 = Q_1 : Q_2$$

oder
$$\delta^2 \pm \frac{\delta [2(Q_2 s_1 - Q_1 s_2)]}{Q_2 - Q_1} = \frac{Q_1 s_2^2 - Q_2 s_1^2}{Q_2 - Q_1}, \quad \text{sonach:}$$

$$\delta = \mp \frac{(Q_2 s_1 - Q_1 s_2)}{Q_2 - Q_1} \pm \sqrt{\left(\frac{Q_2 s_1 - Q_1 s_2}{Q_2 - Q_1}\right)^2 \mp \frac{Q_1 s_2^2 - Q_2 s_1^2}{Q_2 - Q_1}}, \quad \dots \dots \dots 5.$$

Die für irgend einen Wasserstand s_n vorhandene Wassermenge Q_n erhält man aus

$$Q_n = \frac{t_n^2}{P} \quad \text{oder allgemein aus}$$

$$Q_n = \frac{(s_n \pm \delta)^2}{P}, \quad \dots \dots \dots 6.$$

In der Regel liegt die Parabelachse unter dem Nullpunkt des Pegels, so ist z. B. in der Saale zwischen Trotha und Alsleben am Rothenburger Unterpegel $\delta = + 0,296$ m und in der Memel am Tilsiter Pegel $\delta = + 0,819$ m. Ihre regelmässige Form verliert die Wassermengenkurve für Wasserstände, welche sich über das bordvolle Wasserlaufbett erheben und eine Überflutung der Ufer zur Folge haben, weil dort die Regelmässigkeit der Abflussprofile aufhört und meist eine schroffe Erweiterung derselben stattfindet. Es bleibt indessen die Kurve auch für die Wassermengen innerhalb des bordvollen Betts nicht dauernd konstant, sie ändert sich vielmehr nach Mafsgabe der unvermeidlichen Änderungen des Betts und des Gefälles. Trotzdem gestattet sie für alle, vom Wasserlauf abhängigen Anlagen eine wertvolle Verwendung, falls von Zeit zu Zeit eine Berichtigung der Kurve auf Grund neuer Ermittlungen erfolgt. Ganz besonders würden Wassermengenkurven zur vorherigen Bestimmung der Hochwasserstände gute Dienste leisten können, dagegen sind sie zur Entscheidung der Frage einer etwaigen Wasserabnahme in den Wasserläufen (vergl. S. 90) schon deshalb nicht geeignet, weil sie ebenfalls der Veränderung unterliegen.

In F. 7, T. III sind nach Franzius⁴⁸⁾ in einer Darstellung der Wasserverhältnisse der Weser in Bremen die Wassermengenkurven für die grosse und kleine Weser gezeichnet; dieselben bieten insofern ein besonderes Interesse, als sich die Kurve der grossen Weser bei Wasserständen von + 3 m bis + 4 m am Pegel senkt und dann erst wieder die frühere Höhe erreicht. Diese Ausnahme von der Regel ist eine Folge des oberen Abschlusses der kleinen Weser, s. F. 6, bei Wasserständen unter + 3 m am Pegel. Sobald aber bei höheren Wasserständen die kleine Weser in Thätigkeit tritt, entlastet sie die grosse Weser und vermindert in dieser, trotz des steigenden Wasserstandes, die mittlere Geschwindigkeit so sehr, dafs eine Verminderung der Wassermenge erfolgt.

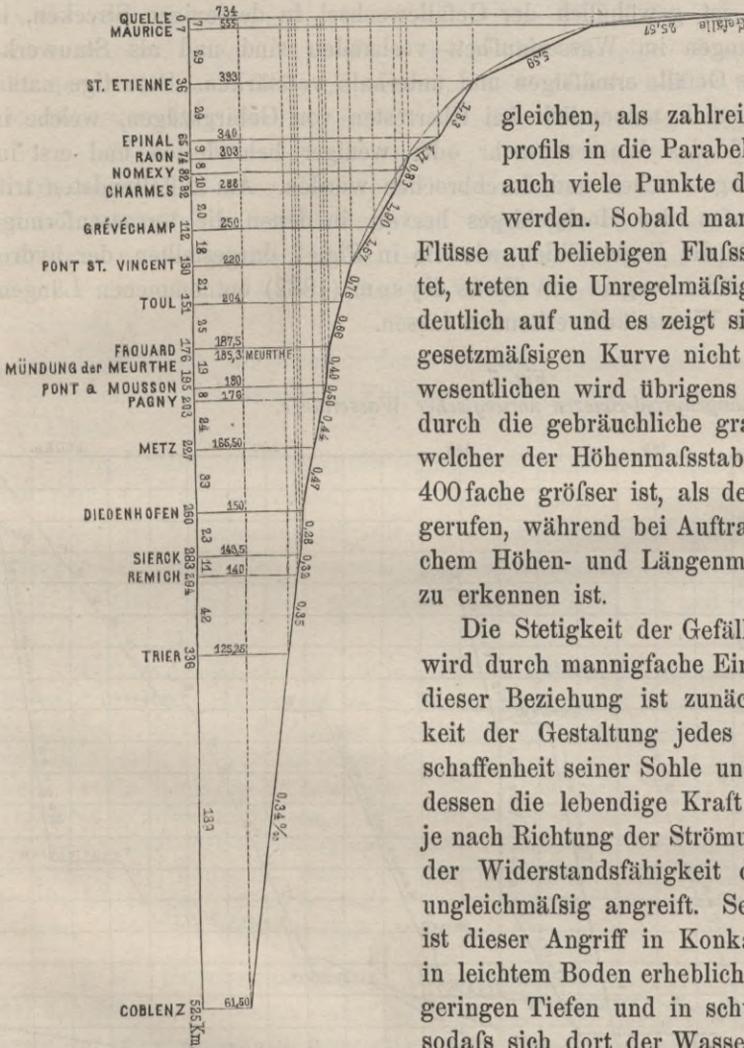
§ 11. Gefälle. Den Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Längenprofils eines Wasserlaufs nennt man das Gefälle. Man unterscheidet absolutes und relatives Gefälle. Ersteres ist der Höhenunterschied zwischen zwei beliebigen Punkten des Längenprofils, relatives Gefälle dagegen das Gefälle für die Längeneinheit, somit das Verhältnis des Höhenunterschieds zweier beliebigen Punkte zum Horizontalabstand derselben.

Im allgemeinen ist das Gefälle der Wasserläufe von der Gestaltung der Erdoberfläche abhängig, sonach im Gebirge stärker, als im Hügellande und hier wieder stärker,

⁴⁸⁾ Deutsche Bauz. 1882, S. 131.

als im Flachlande. Zeigt nun demgemäß auch das Längenprofil der dem Gebirge entstammenden und dem Flachlande bzw. dem Meere zufließenden Wasserläufe⁴⁹⁾ im wesentlichen eine von der Quelle nach der Mündung zu flacher werdende Kurve, vergl. Fig. 6 und F. 3, T. III, so ist dieselbe doch keineswegs eine stetige. Diese Kurve

Fig. 6. Längenprofil der Mosel. Längen 1:4 000 000, Höhen 1:10 000.



läßt sich nur im allgemeinen bei manchen Flüssen insofern mit einer Parabel⁵⁰⁾ vergleichen, als zahlreiche Punkte des Längenprofils in die Parabel fallen, von der indessen auch viele Punkte des Profils nicht getroffen werden.

Sobald man das Längenprofil dieser Flüsse auf beliebigen Flußstrecken für sich betrachtet, treten die Unregelmäßigkeiten des Gefälles sehr deutlich auf und es zeigt sich dann, daß von einer gesetzmäßigen Kurve nicht die Rede sein kann. Im wesentlichen wird übrigens der Eindruck der Parabel durch die gebräuchliche graphische Darstellung, bei welcher der Höhenmaßstab wie in Fig. 6 um das 400fache größer ist, als der Längenmaßstab hervorgerufen, während bei Auftragung des Profils mit gleichem Höhen- und Längenmaßstab jene Kurve nicht zu erkennen ist.

Die Stetigkeit der Gefällekurve des Längenprofils wird durch mannigfache Einflüsse unterbrochen.⁵¹⁾ In dieser Beziehung ist zunächst die Verschiedenartigkeit der Gestaltung jedes Wasserlaufs und der Beschaffenheit seiner Sohle und Ufer zu nennen, infolge dessen die lebendige Kraft des fließenden Wassers, je nach Richtung der Strömung, Wassertiefe und Grad der Widerstandsfähigkeit des Bettes, letzteres sehr ungleichmäßig angreift. Selbst bei gleichem Gefälle ist dieser Angriff in Konkaven, großen Tiefen und in leichtem Boden erheblich stärker, als in Konvexen, geringen Tiefen und in schwerem Boden oder Felsen, sodafs sich dort der Wasserlauf leichter in die Thal-

sohle einschneidet als hier. Da das Bett stetigen Veränderungen ausgesetzt ist (vergl. § 14) und diese wieder Gefälleänderungen und Störungen der Gleichgewichtszustände zwischen

⁴⁹⁾ Bei Wasserläufen, deren Quellgebiete dem Flachlande und ausgedehnten Sumpfterrains angehören, wie beispielsweise in Irland, hat der Oberlauf vielfach ein schwächeres Gefälle, als der Mittel- und Unterlauf.

⁵⁰⁾ Vergl. Opel. Gefällekurve. Deutsche Bauz. 1886, S. 135 u. 147. — Sasse. Das Gefällegesetz der Weser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 195. — Lalif Bey Mauong. Über das Gesetz der Oberflächengefälle in Wasserläufen nach Messungen am Nil. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 247.

⁵¹⁾ Es fehlt nicht an Versuchen, den Längenprofilen der Flüsse bestimmte andere Kurven, z. B. Cykloiden, anzupassen. Man vergl. hierüber u. a. Oppikofer. Gefällsverteilung mehrerer schweizerischen Flüsse. Eisenb. XIV. Bd., S. 36 u. 103; dazu aber auch: Wey. Zur Cykloidentheorie des Herrn Oppikofer. Eisenb. XIV. Bd., S. 79, 85 und XV. Bd., S. 31.

Die Stetigkeit der Gefällekurve wird ferner durch die in den Wasserlaufbetten gewöhnlich zahlreich vorhandenen Sinkstoffbänke, welche teils an den Ufern lagern, teils als Mittelfelder hervortreten und sich oft schon zu festen Inseln entwickelt haben, gestört. Sie wirken ebenfalls stauerzeugend und veranlassen, insoweit sie beweglich und dem steten Vorrücken unterworfen sind, selbst für ein und dieselbe Wasserlaufstrecke periodischen Gefällewechsel. Letzterer beeinflusst auch die Pegelbeobachtungen und vermindert sogar deren Wert für gewisse Zwecke. Übrigens erklärt der vielfach eintretende Gefällewechsel die bekannte Erscheinung, wonach die Differenzen zwischen den Wasserständen verschiedener Pegel eines Wasserlaufs veränderlich sind.

Endlich treten noch Änderungen im Gefälle als Folge des Wechsels der Wasserstände und der Wassermenge ein (vergl. die Paragraphen 9 u. 10). Im allgemeinen ist die Gefällekurve bei Niederwasser, wegen der dann am meisten zur Wirksamkeit gelangenden Unregelmäßigkeiten des Bettes am ungleichmäßigsten und bei Hochwasser wegen der hierbei erfolgenden Ausgleichung geringer Gefälleverschiedenheiten am gleichmäßigsten.

Wesentliche Änderungen der Gefällekurve lassen sich nur bei starkem Gefälle in Gebirgsflüssen durch künstliche Einwirkung herbeiführen, vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse.“

Die Gefälleverhältnisse der wichtigsten deutschen Wasserläufe sind in der Statistik des deutschen Reichs, Band XV enthalten, sodafs hier nachstehende Angaben zum Nachweis der Verschiedenartigkeit des durchschnittlichen relativen Gefälles in einzelnen Strecken der angeführten Wasserläufe genügen, während die Gefälleverhältnisse der Flüsse Rhein, Neckar, Main, Elbe und Saale aus F. 3, T. III und diejenigen der Mosel aus Fig. 6, S. 97 erhellen.

Gefälle des Rheins bei 1,50 m a. P. Köln von Bingen bis Bacharach 1 : 2000, von Bacharach bis Oberwesel 1 : 2439, von Oberwesel bis St. Goar 1 : 4000, von St. Goar bis Boppard 1 : 5585, von Boppard bis Koblenz 1 : 5263, von Koblenz bis Andernach 1 : 3571, von Andernach bis Bonn 1 : 4878, von Bonn bis Köln 1 : 4438, von Köln bis Düsseldorf 1 : 5814, von Düsseldorf bis Ruhrort 1 : 5495, von Ruhrort bis Wesel 1 : 6328, von Wesel bis Emmerich 1 : 7752, von Emmerich bis zur holländischen Grenze 1 : 9600. — Gefälle der Elbe in Böhmen 1 : 2670, im Königreich Sachsen 1 : 3760, im Reg.-Bezirk Merseburg 1 : 4270, im Reg.-Bezirk Magdeburg und Potsdam 1 : 5220, an der preussisch-hannoverschen Grenze 1 : 5630. — Gefälle der Loire bei Roanne 1 : 1400, bei Digoin 1 : 1570, bei Bec d'Allier 1 : 2143, bei Briare 1 : 2174, bei Orléans 1 : 2667, bei Blois 1 : 2415, bei Tours 1 : 3021, bei Saumur 1 : 4808, bei Pont de Cé (Angers) 1 : 5556, bei Nantes 1 : 7353.

§ 12. Geschwindigkeit. Geschwindigkeit ist das Mafs für die Bewegung, mit der das Wasser in Wasserläufen abfließt. Die Bewegung erfolgt hierbei durch die Wirkung der Schwerkraft auf geneigter Ebene, also infolge des Gefälles. Ohne Widerstände würde die Bewegung des fließenden Wassers nach dem Gesetz des freien Falls der Körper eine stetig zunehmende sein. Diese Geschwindigkeitszunahme oder Beschleunigung wird jedoch beim fließenden Wasser durch die Widerstände, welche es in den Wandungen des Bettes und in unregelmäßigen, durch sehr verschiedenartige Gestaltung desselben erzeugten Wasserbewegungen findet, mehr oder weniger, mitunter auch ganz verzehrt. Ist letzteres der Fall, wird also die Beschleunigung des Wassers durch die Widerstände vollständig vernichtet, so ist nunmehr die Geschwindigkeit auf einer Strecke von gleichmäßigem Gefälle und gleicher Tiefe in zwei Punkten des Wasserspiegels im Längenprofil gleich groß. Diese Geschwindigkeit entspricht daher nur der Druckhöhe, d. h. dem Höhenunterschiede jener Punkte, während die Beschleunigung gleich der sog. Widerstandshöhe ist und vollkommen verzehrt wird. In diesem Falle würde die Geschwindigkeit

in jedem einzelnen Punkt des Längenprofils vom relativen Gefälle abhängen. Eine so vollkommene, gleichartige Bewegung findet jedoch in natürlichen Wasserläufen gewöhnlich nicht statt, meist ist sie ungleichartig, weil die unregelmäßige Gestaltung des Bettes, welche in häufigen Verengungen und Erweiterungen desselben in horizontaler und vertikaler Richtung, sowie in zahlreichen Krümmungen auftritt, das Gefälle beeinflusst und einen häufigen Wechsel desselben und sonach auch eine Änderung der Widerstände veranlaßt. Zu letzteren treten aufser denen, die aus der Form und Richtung des Bettes entstehen, noch diejenigen hinzu, welche die Beschaffenheit der Wandungen oder der Grad der Rauheit derselben erzeugt. Am meisten machen sich diese Einflüsse in Gebirgswasserläufen geltend, weil dort, ganz besonders in den sehr zahlreich auftretenden gröfseren oder kleineren Wasserfällen, plötzlicher Wechsel des Gefälles erfolgt und Unregelmäßigkeiten des Bettes überhaupt am häufigsten vorkommen.

Zwischen Gefälle, Bett und Geschwindigkeit bestehen bei Wasserläufen von einigermassen regelmässiger Beschaffenheit bestimmte Beziehungen. Im allgemeinen ist der Einfluss des Gefälles auf die Geschwindigkeit um so gröfser, je geringer die Widerstände sind. Dies zeigt sich beispielsweise in tiefen und breiten Wasserläufen, deren benetzter Umfang im Verhältnis zum gefüllten Profilinhalte nur wenig Widerstände bietet, weil die Unregelmäßigkeiten des Bettes dort der grofsen Wassermenge gegenüber nur unwesentlich zur Geltung gelangen, während in flachen und schmalen Wasserläufen die Widerstände bei dem geringen Profilinhalte erheblich sind. Bei gleichem Gefälle ist im letzten Falle die Geschwindigkeit stets wesentlich geringer, als im ersten Falle. Dementsprechend beansprucht der Ent- oder Bewässerungsgraben ein stärkeres Gefälle als der gröfsere Wasserlauf. In ähnlicher Weise ist auch die Geschwindigkeit bei höheren Wasserständen, bei denen die Widerstände bei weitem nicht in dem Verhältnis zunehmen, wie die Wassermenge, gröfser, als bei niedrigen Wasserständen. Dafs das Gefälle jedoch den erheblichsten Einfluss auf die Geschwindigkeit des Wassers ausübt, erhellt schon daraus, dafs die Geschwindigkeit der Wasserläufe im Gebirge, trotz des dort meist vorhandenen geringen Profilinhalts, gröfser ist, als im Hügellande und hier wieder gröfser, als im Flachlande, sofern nicht Ebbe und Flut einwirken und Änderungen bedingen.

In welcher Weise die Geschwindigkeit des fliefsenden Wassers in der Breiten- und Längenrichtung wechselt und die Wasserfäden abfliefsen, ist im dritten Abschnitt dieses Kapitels näher erörtert, auch sind dort die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen zur Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit in verschiedenen Wasserläufen aufgenommen, sodafs hier folgende allgemeine Angaben genügen:

Die Geschwindigkeit ist mitunter im Wasserspiegel, häufiger aber — wegen des Widerstandes, den die Luft ausübt — nahe unter dem Wasserspiegel am gröfsten und an der Sohle des Bettes, wegen des Widerstandes, den die feste Masse daselbst dem Wasser entgegensetzt, am kleinsten. Die gröfste Geschwindigkeit eines Querprofils liegt in derjenigen Vertikalen desselben, in der sich die gröfste Wassertiefe vorfindet, die kleinste Geschwindigkeit dagegen in der Vertikalen der kleinsten Wassertiefe. Im allgemeinen nimmt die Geschwindigkeit von der Oberfläche nach der Sohle und von der Mitte des Querprofils nach den Ufern ab, wenn das Profil die gröfste Tiefe in der Mitte besitzt und sich von hier aus nach den Ufern stetig verflacht. Hieraus folgt, dafs sich die einzelnen über- und nebeneinander gelagerten Wasserfäden einer Wasserlaufstrecke sowohl in der Vertikalen als Horizontalen mit verschiedenen Geschwindigkeiten fortbewegen und dafs hieraus noch besondere Widerstände und Störungen der Bewegung entstehen, die einen namhaften Teil der Beschleunigung des fliefsenden Wassers verzehren.

Dort, wo sich im Wasserlauf bei normalen Verhältnissen die größte Geschwindigkeit entwickelt, liegt in der Regel die tiefste Rinne, welche Stromrinne und bei schiffbaren Wasserläufen Thalweg oder Fahrrinne genannt wird. Diese Rinne schlängelt gewöhnlich in geraden und wenig gekrümmten Strecken und wechselt hierbei häufig ihre Lage, während sie in starken Krümmungen meist hart am konkaven Ufer verbleibt. In unregulierten natürlichen Wasserläufen treten indessen vielfache Unregelmäßigkeiten bezüglich der Lage der tiefsten Rinne auf. So spaltet sich dieselbe beispielsweise bei Inseln und Sinkstoffbänken in mehrere Arme oder befindet sich bald in dem einen, bald in dem andern Arm. Die erheblichsten Unregelmäßigkeiten erzeugt das Hochwasser, wenn dasselbe die Ufer überflutet und nun dem jedesmaligen größten Gefälle, also dem kürzesten Wege folgt und dort große Geschwindigkeiten erzeugt.

Die große Verschiedenheit der Geschwindigkeit in Wasserläufen erhellt schon aus nachstehenden Angaben:

Geschwindigkeit bei mittlerem Wasserstand des Rheins am Bingerloch 3,42 m, zu Werthhausen 0,63 m, zu Mannheim 1,50 m; bei hohem Mittelwasserstand zu Koblenz 1,88 m. — Geschwindigkeit der unteren Weichsel bei niedrigem Wasserstande im Stromstrich 0,80 bis 0,95 m, bei höherem, namentlich bei steigendem Wasser 1,20 bis 1,90 m. — Geschwindigkeit des Neckars oberhalb Mannheim bei gewöhnlichem Wasserstande durchschnittlich 0,90 m, bei Hochwasser 3 m und darüber. — Geschwindigkeit der Donau bei Wien bei Niederwasser 1,66 m, bei Hochwasser 1,94 m.

§ 13. Entstehung und Bewegung der Sinkstoffe. Sinkstoffe sind feste, im fließenden Wasser vorhandene Stoffe, welche theils im Wasser schwebend, theils auf der Sohle des Bettes abgelagert durch die lebendige Kraft des Wassers der Fortbewegung unterliegen. Chemisch mit dem Wasser verbundene, aufgelöste Mineralstoffe gehören nicht zu den Sinkstoffen. Der Größe nach scheidet man die Sinkstoffe in Geschiebe, Gerölle, Kies, Sand und Schlick. Geschiebe sind größere, meist scharfkantige Steintrümmer, aus denen durch Glättung der Flächen und Abrundung der Kanten beim Gleiten und Rollen Gerölle entsteht. Aus diesem bildet sich durch weiteres Abschleifen der Flächen und Kanten Kies, während man unter Sand Steintrümmer von geringer Größe und unter Schlick feine, erdige Bestandteile versteht. Alle diese Sinkstoffe, mit Ausschluss des Schlicks, treten in sehr verschiedener Größe auf, für die sich bestimmte Grenzen nicht wohl angeben lassen.

Im allgemeinen nimmt die Größe der Sinkstoffe der Wassergeschwindigkeit entsprechend, von den Quellen nach den Mündungen der Wasserläufe ab, sodass letztere im Gebirge vorwiegend Geschiebe und Gerölle, im Hügellande Kies und im Flachlande Sand und Schlick führen, es treten indessen nicht nur die feineren Sinkstoffe schon in den oberen Strecken der Wasserläufe auf, sondern es besitzt auch jede Wasserlaufstrecke Sinkstoffe verschiedener, von der größten und kleinsten Geschwindigkeit des Wassers abhängigen Größe.

Die Entstehung der Sinkstoffe findet theils infolge der Zertrümmerung und Verwitterung der Gesteine, theils auch infolge der Wirkung des fließenden Wassers statt. Die Zertrümmerung und Verwitterung der Gesteine erfolgt durch die Wirkung der atmosphärischen Niederschläge, der Luft, des Windes, der Wärme und Kälte, namentlich des Frostes und außerdem noch durch chemische Zersetzung. Die Erzeugnisse dieses Prozesses rollen an den Abhängen nieder, unterliegen hierbei der weiteren Zertrümmerung und bleiben dort, wo ihrer Fortbewegung Hindernisse entgegentreten, liegen. Gelangt hierbei nun auch ein Teil der Gebirgstrümmer alsbald in die Wasserläufe, so wird diesen jedoch der größte Teil der Sinkstoffe durch die Wirkung des fließenden Wassers auf

die aus Sinkstoffen der Urzeit bestehenden Alluvialschichten der Erdoberfläche zugeführt. Diese Wirkung nimmt mit der Geschwindigkeit des Wassers zu, zeigt sich daher ganz besonders bei den Wildbächen. Das in ihnen abfließende Wasser greift die Bachsohle und Ufer stark an, unterwäscht letztere und veranlaßt hierdurch das Abrutschen der ihrer Unterstützung beraubten Ufer. Auf diese Weise gelangen Sinkstoffe jeder Art massenhaft in die Wildbachbetten und erzeugen hier solange Stau, bis der Wasserdruck das Hindernis beseitigt und die Sinkstoffe abwärts führt. Hierbei ist die lebendige Kraft oft so bedeutend, daß selbst große Steine und Felsblöcke fortgeschleudert werden. Es kann indessen das durch die Uferabrutschung angestaute Wasser, je nach der Bodengestaltung auch seitwärts seinen Abfluß finden und ein ganz neues Bachbett ausbilden. Die Sinkstoffe rücken in den Wildbächen als Schuttwalzen in einer an anderer Stelle zu erörternden Weise vor und lagern sich entweder in den Gebirgstälern oder auch unmittelbar in den Gebirgsflüssen ab. In diesen werden durch Uferabbrüche und Sohlenvertiefungen wieder neue Sinkstoffe gebildet, außerdem aber treten noch diejenigen hinzu, welche zur Zeit der Überschwemmung der Täler von den oberen Bodenschichten abgelöst und fortgeführt werden, namentlich also Sand, Erde und Humusteile. Von der Bildung feinerer durch Zermahlen und Abschleifen größerer Sinkstoffe wird noch weiter unten bei Besprechung der Sinkstoffbewegung die Rede sein. Auch in den Wasserläufen des Hügel- und Flachlandes sind es vorzugsweise die Uferabbrüche und Bodenabwaschungen, welche die Sinkstoffmaterialien liefern, doch nimmt dort in dem Maße, als sich das Gefälle vermindert, die Zufuhr der gröberen Sinkstoffe ab und die der feineren mit der Erweiterung der Täler zu.

Eine Sonderung der Sinkstoffe ihrer Größe nach findet überall insoweit statt, als die lebendige Kraft des Wassers dies bedingt. Da dieselbe je nach den Wasserständen eine veränderliche ist, lagern sich zeitweise gröbere Sinkstoffe ab, während die feineren noch in der Fortbewegung begriffen sind. Hieraus erklärt sich das gleichzeitige Vorkommen verschieden großer Sinkstoffe in ein und derselben Wasserlaufstrecke. Die Größe der Sinkstoffe läßt die größte und kleinste Geschwindigkeit daselbst erkennen, es bleibt indessen diese Größe nicht stets dieselbe, da die Ablagerung oder Fortführung der Sinkstoffe, also die Erhöhung oder Vertiefung des Bettes, Gefälleänderungen und dementsprechend auch Geschwindigkeitsänderungen zur Folge hat. Die Ablagerung der größeren Sinkstoffe findet vorzugsweise in den Wasserlaufbetten, die der kleineren Sinkstoffe dagegen sowohl dort, als auch auf den höher belegenen Ufern statt, infolge dessen auf letzteren Sand- und Schlick-Alluvionen entstehen, welche die stetige Erhöhung des Überschwemmungsgebiets veranlassen. Namentlich sind es Schlickablagerungen, welche im Laufe der Zeit oft Schichten von großer Mächtigkeit bilden, vergl. § 14.

Die Fortbewegung der Sinkstoffe erfolgt durch die lebendige Kraft des Wassers, und zwar dadurch, daß das Wasser auf die Sinkstoffkörper einen Stoß ausübt. Eine Bewegung des Körpers tritt hierbei nur dann ein, wenn der Widerstand desselben durch den Stoß des Wassers überwunden wird. Die Kraft K des Wassers ist vom Gewicht des bewegten Wasserkörpers G und dem Gefälle J abhängig, daher in kg $K = G \cdot J = 1000 \cdot t \cdot J$ beispielsweise bei einem Wasserkörper von 1 qm Grundfläche, 8 m Tiefe und bei einem Gefälle von $1:2000 = 4 \text{ kg}$. Da in dem Ausdruck für die lebendige Kraft $\frac{M \cdot v^2}{2}$ die Masse M in der ersten, die Geschwindigkeit v aber in der zweiten Potenz erscheint, so ergibt sich, daß die Fortbewegung der Sinkstoffe wesentlich von der Geschwindigkeit des Wassers abhängig ist.

Denkt man sich einen Sinkstoffkörper als Würfel von der Seite a mit einer Fläche auf der Sohle ruhend, ist γ_0 das Gewicht eines Kubikmeters dieses Körpers, γ das Gewicht eines Kubikmeters Wasser und g die Acceleration der Schwere, so ist der vom Wasser ausgeübte Stofs P bekanntlich $= a^3 \gamma \frac{v^2}{2g}$. Das Gewicht des Würfels ist $a^3 \gamma_0$ und der seiner Verschiebung entgegengesetzte Widerstand $P_1 = f a^3 \gamma_0$, wenn f den betreffenden Reibungskoeffizienten bezeichnet. Für das Gleichgewicht muß $P = P_1$, also $a^3 \gamma \frac{v^2}{2g} = f a^3 \gamma_0$ sein, sodafs

$$a = \frac{\gamma}{2 \gamma_0 g f} v^2 \dots \dots \dots 7.$$

wird, wofür man auch kürzer $a = \alpha v^2$ setzen kann, wenn man die bekannten Größen $\frac{\gamma}{2 \gamma_0 g f}$ mit α bezeichnet.

Auf Grund dieser allerdings nur einseitigen theoretischen Untersuchung pflegt man anzunehmen, dafs die Angriffe des Wassers wie die zweiten, die Widerstände wie die dritten Potenzen der Längenabmessungen der Sinkstoffkörper wachsen und ferner, dafs diese Abmessungen dem Quadrate der Geschwindigkeit des Wassers proportional sind. Das Gewicht der Sinkstoffkörper würde sonach mit der sechsten Potenz der Wassergeschwindigkeit wachsen. Da indessen die Sinkstoffkörper in den verschiedenartigsten Formen auftreten, so wirkt auch der Stofs des Wassers verschieden, je nachdem mehr oder weniger Stofskraft an den nicht normal zur Richtung des Stofses stehenden Flächen des Sinkstoffkörpers verloren geht. Behufs Erlangung einer allgemeinen Formel ist sonach noch ein Koeffizient einzuführen, der mit ε bezeichnet werden möge. Hat der Sinkstoffkörper eine abgerundete Form, so kommt für den Stofs des Wassers nur der Flächeninhalt der zur Strömung senkrechten Projektion F des Körpers in Betracht, also

$$P = \varepsilon \cdot F \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Bezeichnet man ferner den Inhalt des Sinkstoffkörpers allgemein mit V und stellt noch seinen Gewichtsverlust im Wasser in Rechnung, so ist sein Widerstand

$$P_1 = f \cdot V \cdot (\gamma_0 - \gamma),$$

für den Gleichgewichtszustand aber $P = P_1$, d. i.

$$\varepsilon \cdot F \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g} = f \cdot V \cdot (\gamma_0 - \gamma)$$

und wenn $f = 1/2$ angenommen wird,

$$\varepsilon = \frac{V(\gamma_0 - \gamma) g}{F \gamma \cdot v^2}, \dots \dots \dots 8.$$

oder

$$v = \sqrt{\frac{V(\gamma_0 - \gamma) g}{F \cdot \gamma \cdot \varepsilon}} \dots \dots \dots 9.$$

Nach Eytelwein ist für die Kugelform $\varepsilon = 0,7886$ und nach Sternberg⁵³⁾ für die Form des Umdrehungsellipsoids, dessen Längensaxe a doppelt so lang ist, als die kleine Axe b , $= 0,8$. Im letzten Falle wird $F = \pi b^2$ und $V = \frac{4}{3} \pi a b^2$, daher, γ_0 für das cbm mit 2200 kg angenommen:

$$v = \sqrt{\frac{\frac{4}{3} \pi a b^2 (2200 - 1000) 9,81}{\pi b^2 1000 \cdot 0,8}} = 4,43 \sqrt{2b}$$

oder allgemein

$$v = \zeta \cdot \sqrt{2b}, \dots \dots \dots 10.$$

⁵³⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 485.

Der Wert von ζ hängt außer von der Form auch noch vom Gewicht und dem Reibungskoeffizienten f ab. Nach J. Leslie⁵⁴⁾ ist für Würfel $\zeta = 3,23$ und für runde Körper $= 4,58$.

Bei einer gewissen Wassergeschwindigkeit scheiden sich hiernach die Sinkstoffe in solche, welche fortbewegt werden und in solche, die liegen bleiben, bei jedem Wechsel der Geschwindigkeit aber tritt eine entsprechende Vermehrung oder Verminderung der Sinkstoffbewegung ein. Durch den Stofs des Wassers gegen die Sinkstoffe wird ein Teil der Wassergeschwindigkeit verzehrt und dieser geht für die weitere Bewegung des Wassers verloren. Aus diesem Grunde ist die Geschwindigkeit desselben an der Sohle und den Wandungen des Bettes am geringsten.

Es soll nun versucht werden, den Geschwindigkeitsverlust v_v an der Sohle zu ermitteln und zwar unter der Annahme, daß die Vertikalgeschwindigkeitskurve (vergl. § 26) eine Parabel sei. Genau genommen ist zwar ein derartiger regelmässiger Verlauf jener Kurve für die an der Sohle belegene Strecke derselben nicht vorhanden, eine Annäherungsrechnung kann man aber immerhin auf obige Annahme stützen. Wird die grösste Geschwindigkeit mit v_z und die Sohlengeschwindigkeit mit v_s bezeichnet, so ergibt sich

$$v_v = v_z - v_s, \dots \dots \dots 11.$$

v_z läßt sich unmittelbar messen, v_s aber durch Rechnung ermitteln. Für eine Parabel mit horizontaler Axe und der grössten Geschwindigkeit in der Tiefe a unter dem Wasserspiegel ist dann nach der von Sasse⁵⁵⁾ gegebenen Formel:

$$v_m = \frac{1}{3} (2 v_z + v_s) + \frac{a (v_0 - v_s)}{3 t}, \text{ daher}$$

$$v_s = \frac{t (3 v_m - 2 v_z) - a \cdot v_0}{t - a}, \dots \dots \dots 12.$$

worin v_0 die Oberflächen-, v_m die mittlere Geschwindigkeit und t die Wassertiefe bezeichnen, während unter Annahme einer Parabel mit vertikaler Axe und grösster Geschwindigkeit im Wasserspiegel vom Verfasser⁵⁶⁾

$$v_s = 3 v_m - 2 v_0 \dots \dots \dots 13.$$

gefunden wurde. Letztere Formel stimmt mit Gl. 12 in der Bezeichnung überein, sobald dort die grösste Geschwindigkeit in der Oberfläche, also $v_z = v_0$ angenommen, der Wert von a sonach = Null wird. Trotzdem sind beide Formeln nicht völlig gleich, weil v_m bei Gl. 12 in der Tiefe $(1 - \sqrt{\frac{1}{3}}) t$, bei Gl. 13 aber in $\frac{4}{9} t$ über der Sohle liegt. Aus den Gleichungen 11 u. 13 ergibt sich

$$v_v = 3 (v_0 - v_m), \dots \dots \dots 14.$$

d. h. der Geschwindigkeitsverlust gleich der dreifachen Differenz der grössten oder Oberflächen- und der mittleren Geschwindigkeit. Dieser Geschwindigkeitsverlust ist indessen nur zum Teil eine Folge des Stofses, welchen das Wasser auf die an der Sohle befindlichen Sinkstoffkörper ausübt, zum Teil auch eine Folge der inneren, ebenfalls lebendige Kraft verzehrenden Bewegungen des Wassers, vergl. § 12.

Dies sowohl, als die verschiedene Art der Fortbewegung der Sinkstoffkörper erschwert die Ermittlung der Beziehungen zwischen Geschwindigkeitsverlust, lebendiger Kraft und Grad der Fortbewegung der Sinkstoffkörper.⁵⁷⁾

Eine weitere Klärung der in vorstehendem besprochenen Beziehungen läßt sich nur von in Zukunft anzustellenden Beobachtungen erwarten, da die bisherigen äufserst dürftig sind und sich im wesentlichen auf die Dubuat'schen (vergl. auch das Kapitel „Wasserleitungen“) und auf diejenigen von Umpfenbach erstrecken.

Nach Dubuat hört die Fortbewegung nachstehender Sinkstoffe auf, wenn sich die Geschwindigkeit des Wassers bis zu den angegebenen Werten verringert, und zwar:

⁵⁴⁾ Stevenson. On harbours. Edinburgh 1864, Kap. IX, S. 158.

⁵⁵⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 363.

⁵⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 83.

⁵⁷⁾ Vergl. Möller. Über den Begriff Reibungs- und Bewegungsgrösse bei fließendem Wasser. Arch. d. Ver. zur Förderung des Gewerbetriebes 1890, S. 231.

Anisgrofse Sandkörner bei einer Geschwindigkeit von	0,108 m
Sinkstoffe von Erbsengröfse bei einer Geschwindigkeit von	0,189 „
„ „ Bohnengröfse „ „ „ „ „ „	0,325 „
Abgerundete Sinkstoffe von 0,027 m Gröfse bei einer Geschwindigkeit von	0,650 „
Kantige „ „ Hühnereigröfse „ „ „ „ „ „	0,975 „

Nach Umpfenbach enthält das Bett kleinerer Flüsse bei nachstehenden Geschwindigkeiten v_0 an der Wasseroberfläche folgende Sinkstoffe:

Kies von 0,026 m Durchmesser, bei $v_0 = 0,942$ m	
„ „ 0,052 „ „ „ „ $v_0 = 1,569$ „	
Steine „ 0,00515 cbm Inhalt, „ $v_0 = 2,197$ „	
„ „ 0,0309 „ „ „ „ $v_0 = 3,138$ „	
„ „ 0,0618 „ „ „ „ $v_0 = 4,708$ „	

während nach Funk für Granitgeschiebe von 0,048 bis 0,060 m Dicke $v_0 = 1,74$ m ist.

Hierher gehören auch die 1874 von Suchier im Oberrhein unfern Alt-Breisach⁵⁸⁾ angestellten Versuche, bei denen die Sinkstoffe auf der Sohle in Ruhe befindlich angetroffen und durch Anfrühren mittels Stangen in die Bewegung übergeführt wurden. Dieselben setzten sodann die Bewegung fort und zwar bewegte sich Kies bis zur Erbsengröfse bei 0,748 m Geschwindigkeit, welche 5 cm über der Sohle gemessen wurde,

Kies bis zur Bohnengröfse bei 0,897 m desgl.	
„ „ „ Haselnufgröfse „ 0,923 „ „	
„ „ „ Taubeneigröfse „ 1,123 „ „	
Steine „ 1000 g Gewicht „ 1,589 „ „	
„ „ 2500 „ „ „ 1,800 „ „	

und sämtliche Geschiebe waren in Bewegung bei 2,063 m Geschwindigkeit.

Man vergleiche hierzu die in Kap. IV, § 2 gemachten Angaben.

Die Art der Fortbewegung der Sinkstoffe ist wesentlich von der Gröfse derselben abhängig. Während die feinsten Sinkstoffe, als Schlick, Humus und Thonteilchen, schwebend oder schwimmend im Wasser annähernd mit der Geschwindigkeit desselben fortgeführt werden, zeigt sich diese Art der Bewegung beim Sande nur zeitweise bei gröfserer Wassergeschwindigkeit, wobei indessen letztere gröfser ist, als die des bewegten Sandes. Auch erfolgt bei heftigem Wasserstofs ein sprungweises Vorrücken des Sandes. Dieses schwimmende oder springende Vorrücken hört auf, sobald die Stofskraft soweit nachläfst, dafs der Sand, dem Gesetz der Schwere folgend, auf die Sohle niedersinken kann. Dort nimmt derselbe zunächst eine rollende und gleitende Bewegung an, falls die Wassergeschwindigkeit hierzu ausreicht, andernfalls bleibt er liegen. Das schwimmende und springende Vorrücken des Sandes läfst sich beispielsweise aus den zur Zeit des Hochwassers erfolgten Versandungen hochgelegener Ufergrundstücke erkennen, die rollende und gleitende Bewegung aber in kleinen, sandführenden Wasserläufen. Die Bettsohle wird daselbst aus normal zur Strömung liegenden Sandwellen mit aufwärts gekehrten flachen und abwärts gekehrten steilen Abhängen derartig gebildet, dafs sich an den steilen Abhang jeder Sandwelle in geringer Entfernung abwärts der flache Abhang der folgenden anschliesst. Auf der Oberfläche des flachen Abhangs sind die Sandkörner in Bewegung, doch ist diese im Wellenscheitel und in der Nähe desselben eine lebhaftere, als in der Nähe des Wellenfufses, weil hier die Sandkörner einer ge-

⁵⁸⁾ Döll. Deutsche Bauz. 1883, S. 332.

ringeren Strömung ausgesetzt sind, als dort. Das einzelne Sandkorn steigt wahrscheinlich zunächst gleitend, dann aber rollend den flachen Abhang hinan, überschreitet rollend den Wellenscheitel und stürzt dann den steilen Abhang hinab. Hier bleibt es, unter dem Schutz des letzteren der Strömung entzogen, liegen, wird von den folgenden Sandkörnern überdeckt und gelangt erst dann wieder in Bewegung, wenn sämtliche Sandkörner, aus denen jene Welle bestand, in gleicher Weise vorgeschritten sind, indem es nun wieder am Fusse des flachen Abhangs der neu gebildeten Welle dem unmittelbaren Angriff des Wassers ausgesetzt wird, um von neuem seine Wanderung zu beginnen. Das Vorrücken der Sandwellen erfolgt sonach durch stete Fortbewegung der obersten Sandschichten, welche den jedesmaligen flachen Abhang bilden.

Nach Beobachtungen von Dubuat⁵⁹⁾ soll auf diese Weise Sand bei mäfsiger Wassergeschwindigkeit in einer halben Stunde um 0,105 bis 0,131 m und in zwei Jahren um etwa 5 km vorrücken, wobei unter mäfsiger Geschwindigkeit für feinen Sand mehr als 0,157 m und für groben Sand mehr als 0,209 m i. d. Sekunde zu verstehen ist.

Die von Partiot an der Loire angestellten Beobachtungen haben folgende Ergebnisse geliefert. Zwischen Briare und Angers wurden 4500 Beobachtungen über die Fortbewegung des Sandes angestellt. Es ergab sich dieselbe von Juni bis November 1858 zu 2,24 m in 24 Stunden und von November 1858 bis Juni 1859 zu 9 m in 24 Stunden.

Nach Versuchen von Sainjon im Jahre 1862 fand eine regelmäfsige Fortbewegung bei einer Geschwindigkeit von über 1 m im Flusse nicht mehr statt. Es wurden vielmehr die den Rücken ersteigenden Sandkörner unregelmäfsig fortgeführt. Bei einer Geschwindigkeit des Wassers

	von 0,59	0,74	0,84	1,015 m
betrug das Fortrücken	2,62	5,09	6,32	10,28 m in 24 Stunden.

In grossen Wasserläufen ist die Geschwindigkeit des Wassers, namentlich zur Zeit des Hochwassers so erheblich, daß der Sand schwimmend und springend fortbewegt wird, infolge dessen oft in kurzer Zeit grosse Sandmengen an geschützten Stellen des Bettes sich ablagern. Eine derartige Einwirkung auf den Sand läßt sich auch bei Ausführung von Regulierungsbauwerken, welche die Vertiefung des Bettes bezwecken, beobachten. Die verstärkte Wassergeschwindigkeit führt hierbei oft in einem Tage Sandschichten von 1 m Höhe und mehr an den der Strömung ausgesetzten Stellen der Sohle fort.

Die Ablagerung des Sandes erfolgt vorzugsweise an konvexen Ufern oder auch in der Mitte des Bettes, falls dieses sich dort übermäfsig erweitert und dieserhalb einen Verlust an Tiefe und Geschwindigkeit des Wassers erleidet. Bei fallendem Wasserstande treten diese Ablagerungen als Uferbänke und Mittelfelder über Wasser hervor, und sind dann insoweit der Fortbewegung bis zur nächsten Überflutung ganz entzogen.

Die Art der Bewegung der gröberen Sinkstoffe ist bei grossen und tiefen Wasserläufen schwer zu beobachten. Daß eine Bewegung erfolgt, ergibt sich aus dem Geräusch, welches das Gleiten und Rollen der Sinkstoffe auf der Sohle erzeugt und aus dem thatsächlichen Vorrücken der aus ihnen gebildeten Uferbänke. Sehr wahrscheinlich vollzieht sich die gleitende und rollende Bewegung in ähnlicher Weise, wie beim Sande auf der ebenfalls wellenförmig gebildeten Oberfläche der Sohle, die springende aber nur zeitweise bei grosser Wassergeschwindigkeit.

⁵⁹⁾ Principes d'hydraulique I., § 72.

Über die Art der Fortbewegung giebt auch die Form der nach Ablauf der Hochfluten über Wasser hervortretenden Ablagerungen der aus Gerölle und Kies bestehenden Uferbänke und Mittelfelder Aufschluß. Diese Form läßt erkennen, daß bei Hochfluten ein Massentransport der Sinkstoffe eintritt⁶⁰⁾, indem die oberen Schichten der auf der Flußsohle vorhandenen Geschiebe-, Gerölle-, Kies- und Sandablagerungen in ihrer gesamten Masse durch die verstärkte Strömung, etwa in der Weise, wie Erde, Getreide, Kohlen, Erze u. s. w. in geneigter Schuttrinne abwärts gelangen, gleitend, rollend und springend, dem jedesmaligen Antriebe folgend, fortbewegt werden. Die Stärke der so in Bewegung gesetzten Schichten von Sinkstoffen ist von dem Grade der Strömung abhängig, möchte aber in Gebirgsflüssen nach der Art der durch ihre steilen Böschungen deutlich erkennbaren Ablagerungen zu schließen, auf etwa 15—30 cm anzunehmen sein. Die oberste Schicht der neuen Ablagerung macht dort, wo die stärkste Strömung geherrscht hat, beispielsweise unmittelbar hinter Verlandungs-Öffnungen von Parallelwerken, den Eindruck, als sei sie mit Geschieben und Geröllen, die normal zur Strömung dicht nebeneinander stehen, regelrecht abgepfastert worden. Immer zeigen die Ablagerungen aufwärts flachen und abwärts steilen Abhang.

Die Frage, ob bei der Wanderung der Uferbänke die Sinkstoffe stets an derselben Uferseite verbleiben, ist noch nicht endgültig entschieden. Die Wahrscheinlichkeit spricht dafür, daß in der Regel die Hauptmasse der Uferbänke die Uferseite nicht wechselt, da jeder einzelne Sinkstoffkörper von annähernd parallelen Wasserfäden gestossen wird und der Richtung dieses Stoßes, in welcher er die geringsten Widerstände findet, folgt. Nur in den Übergängen und in sehr unregelmäßigen Strecken, in denen sich durch Wirbel heftige Querströmungen bilden, wird ein seitliches Ablenken der Sinkstoffe aus der Richtung der Strömung, jedoch auch hier nur in seltenen Fällen eine Überschreitung der tiefen Stromrinne erfolgen können. In ähnlicher Weise rücken auch die Mittelfelder vor, deren Masse jedoch, je nach Gestaltung des Bettes und Richtung der Strömung, teils die Masse der Uferbänke vermehrt, teils in der tiefen Rinne fortgeführt wird.

Nach den am Oberrhein von Grebenau angestellten Beobachtungen wechseln die dort vorhandenen aus grobem Kies bestehenden Uferbänke zwar den Ort, aber nicht die Uferseite. Sie rücken jährlich um 300—600 m vor, je nachdem die Jahreswasserstände wechseln. So betrug das durchschnittliche jährliche Vorrücken in der Zeit von 1831—1867 auf der Strecke von Lauterburg bis Leimersheim 278 m, in dem besonders wasserreichen Jahre 1867 dagegen innerhalb 6 Monaten 683 m und im Jahre 1872, in welchem ein außergewöhnliches Hochwasser eintrat, rückten die 181 Kiesbänke auf der Strecke von Hüningen bis Lauterburg um 623 m vor. Am Oberrhein findet die Fortbewegung der Bänke hauptsächlich in den Sommermonaten statt, da derselbe bekanntlich abweichend von anderen Flüssen, in normalen Jahren bedeutende Hochfluten im Sommer abführt, während in den Wintermonaten meist nur die unter Wasser befindlichen Böschungen der Bänke der Veränderung unterliegen.

Die größten Sinkstoffe jeder Wasserlaufstrecke finden sich in der tiefsten Rinne, aus der sie jedoch zur Zeit des Hochwassers bei außergewöhnlich starker Strömung zum Teil auch auf einzelne Uferflächen gelangen. Namentlich geschieht dies bei Krümmungen auf den konvexen Ufern, da sich hier bei Überflutungen das größte Gefälle entwickelt, außerdem auch bei Deichbrüchen, wobei meist Sinkstoffe von ungewöhnlicher

⁶⁰⁾ Schlichting. Flufsregulierungen in Süddeutschland. Deutsche Bauz. 1888, S. 333, u. Über Wasserläufe der alpinen Schweiz. Deutsche Bauz. 1883, S. 114.

Größe in der Nähe der Bruchstellen nach Ablauf des Hochwassers im Binnenlande angetroffen werden. Dieselben entstammen sowohl der tiefsten Rinne, als auch den tieferen Alluvialschichten, in denen sie in früheren Zeiten abgelagert worden sind und bei plötzlicher Durchbrechung der Deiche aus den durch aufsergewöhnliche Strömungen gebildeten tiefen Kolken aus Flußbett, Vorland und Binnenland gewaschen und fortgeschleudert werden.

Die teils nur zeitweise, teils auch dauernd eintretende Fortbewegung der Sinkstoffe hat eine Formveränderung derselben zur Folge. Während die vom Wildbach fortgeschobenen Steine und Felstrümmer als Geschiebe meist scharfkantige Körper bilden, zeigt das Gerölle schon abgerundete Kanten. Mit der Abnahme der Größe der Sinkstoffe nimmt im allgemeinen die Abrundung zu. Hierbei entstehen sehr verschiedenartig geformte Körper, welche teils als Umdrehungs-Ellipsoide gestaltet, teils auch vorzugsweise auf einer oder auf zwei Seiten abgeflacht sind. Unzweifelhaft findet durch stete Reibung, Stofs und Zertrümmerung der Sinkstoffe eine stete Verkleinerung derselben bei ihrer Fortbewegung statt, diese Verkleinerung erreicht aber eine gewisse Grenze, welche wesentlich von der Härte des Steinmaterials, aus dem die Sinkstoffe entstanden sind, und von der Wassergeschwindigkeit abhängt. Dafs sich indessen ein Felsstück durch stetige Fortbewegung im Wasserlaufbett schließlic in Sand verwandeln könnte, ist nicht wahrscheinlich, wie sich schon aus den bei den einzelnen Sandkörnern vielfach vorhandenen scharfen Kanten, ganz besonders aber daraus ergibt, dafs Sand schon in den Wildbächen auftritt und von hier aus den unteren Flußstrecken bis zu den Mündungen ins Meer zugeführt wird. Durch Verwitterung weicher Steinarten und Absplitterungen mag sich auch in den Wasserlaufbetten Sand bilden, die überwiegende Menge des dort vorhandenen Sandes entstammt jedoch zweifellos den Alluvialschichten, welche sich aus den durch Verwitterung verschiedener Gesteine gebildeten kleinen Steintrümmern auf der Oberfläche der Erde, insbesondere in den Thälern der Wasserläufe und an Bergabhängen, aus den Gewässern der Urzeit abgelagert haben und bei Uferabbrüchen in die Wasserläufe gelangen. Zu den Gesteinen, deren Zertrümmerung das Sandmaterial ursprünglich geliefert hat, gehören vorzugsweise Quarz, Kalk, Dolomit, Feldspat und Porphyr.

Andere Autoren sind zu abweichenden Ergebnissen gelangt, von Hohenburger insbesondere leitet in „Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer, Leipzig 1886“, verschiedene Formeln für die Geschiebebewegung aus Beobachtungen ab, deren Richtigkeit später (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 237) von ihm an der Isar geprüft und bestätigt wurde. Er nimmt an, dafs sich die Geschiebe bei ihrer Fortbewegung im strömenden Wasser nach und nach derartig verkleinern, dafs sie schließlic in den unteren Flußstrecken, weit entfernt vom Ursprungsgebiete, als Sand und Schlamm ankommen. Den Beweis hierfür bringen indessen auch die sehr eingehenden und wertvollen Untersuchungen Hohenburgers über Geschiebebewegung in der Mur auf der 77 km langen Strecke von Wagnitz bis Leitersdorf nicht bei, denn es ist nicht ermittelt worden, dafs die der untersten Flußstrecke entnommenen Geschiebe thatsächlich der obersten Flußstrecke entstammen und den Weg von 77 km Flußlänge in Wirklichkeit zurückgelegt haben. Bei Feststellung des Gewichts, der Form und der Größe der Geschiebe ergab sich vielmehr, dafs die der untersten Strecke ein größeres spezifisches Gewicht besitzen, als die der obersten Strecke, dafs beide also zu verschiedenen Stammorten gehören und daher nicht zu dem Zweck, das Maß der durch ihre Fortbewegung bewirkten Verkleinerung festzustellen, benutzt werden können. Durch

Versuche in natürlichen Wasserläufen wird die Frage der Verkleinerung der Sinkstoffkörper bei ihrer Fortbewegung überhaupt kaum zu lösen sein, weil der Ursprung derselben nicht mit Sicherheit nachweisbar ist. Hier können nur Versuche in künstlichen Gerinnen sicheren Aufschluß geben. Das aber lehren die natürlichen Wasserläufe, daß die Fortbewegung der Sinkstoffe je nach deren Größe und je nach der Wassergeschwindigkeit sehr verschiedenartig ist, daß gleichzeitig Sinkstoffe von verschiedener Größe fortbewegt werden, und daß hierbei eine Sichtung derselben stattfindet, indem die größeren Sinkstoffe bei einer gewissen Geschwindigkeit ihre Bewegung unterbrechen und liegen bleiben, während kleinere Sinkstoffe ihre Bewegung noch fortsetzen. In jeder Flußstrecke müssen sich dauernd große Massen von Sinkstoffen und zwar von solchen ablagern, die von der Strömung nicht mehr fortbewegt werden können, daher niemals nach dem Meere gelangen.⁶¹⁾

Nach Versuchen von Frisi⁶²⁾ lassen sich harte Steine durch Schütteln und Stoßen in den Ecken und Kanten abrunden, doch bilden die Abfälle hierbei keineswegs Sand, sondern nur Staub und Schlamm, je nachdem die Masse trocken oder nass ist. Hiernach tragen die Abfälle, welche aus der Abschleifung der Sinkstoffe entstehen, vorzugsweise zur Bildung des Schlicks bei.

Bei der Formveränderung der Sinkstoffe ist übrigens die Gestaltung, in der sie zuerst in die Wasserläufe gelangen, von wesentlichem Einfluß und da diese eine sehr ungleichmäßige ist, zeigen auch die Sinkstoffe bei der Fortbewegung in allen Wasserlaufstrecken große Formverschiedenheiten. Versucht man die Vorgänge bei der Formveränderung aufzuklären und nimmt man zu diesem Zweck einen großen Sinkstoffkörper ursprünglich als Würfel an, so wird derselbe bei einer Wassergeschwindigkeit, die eben seinen Widerstand überwindet, ins Gleiten geraten und erst bei zunehmender Geschwindigkeit umkanten. Im ersten Falle erfolgt ein Abschleifen seiner Lagerfläche, im letzten eine Abrundung seiner Drehungskante. Da die Wassergeschwindigkeit nicht regelmäßig wechselt, sonach auch kein regelmäßiger Wechsel zwischen Gleiten und Umkanten eintritt, wird der Würfel zeitweise nur gleiten und hierbei seine Lagerfläche immer mehr abschleifen. In dem Maße, wie dieses geschieht, vermindert sich seine Höhe und mit ihr die Größe der Angriffsfläche, auf welche der Stofs des Wassers wirkt. Zum Umkanten ist nunmehr schon eine größere Wassergeschwindigkeit erforderlich, als im ersten Stadium seiner Fortbewegung. Auf regelmäßig geneigter Ebene würde der von parallelen Wasserfäden gestofsene Körper bei einer gewissen Wassergeschwindigkeit keine Veranlassung zur Änderung seiner Lage und seiner gleitenden Bewegung haben, sonach durch stetes Gleiten seine Lagerfläche immer mehr abschleifen. Bei der unregelmäßigen Gestaltung der Bettsohle dagegen treten dem Körper verschiedenartige Hindernisse entgegen und diese geben sowohl zur Änderung seiner Lage, als auch zu einem Wechsel zwischen gleitender und rollender Bewegung Gelegenheit. Immerhin wird sich die gleitende Bewegung vorzugsweise auf seiner schon abgeschliffenen, glatten Lagerfläche vollziehen, weil hier die Reibungswiderstände am geringsten sind und außerdem auch in dieser Lage die relativ geringste Geschwindigkeit des Wassers zu seiner Fortbewegung erforderlich ist. Aus dem letzten Grunde ist auch die der Lagerfläche gegenüberstehende Fläche zur gleitenden Fortbewegung besonders günstig, sodaß bei einem etwaigen Kanten auch auf dieser Fläche das Fortgleiten erfolgt. Je mehr sich beide genannten Flächen abschleifen, desto mehr verliert der ursprüngliche Würfel an Höhe und kann in den weiteren Entwicklungsstufen nach und nach verschiedene Formen annehmen. Immerhin würde der Würfel eine gewisse Regelmäßigkeit der Form beibehalten, während sich bei anders gestalteten Körpern entsprechende unregelmäßige Formen ausbilden müssen.

Inwieweit die feineren Sinkstoffe, namentlich Sand, einer Formveränderung als Folge der Fortbewegung in den Wasserlaufbetten unterliegen, ist zweifelhaft, weil das Sandkorn infolge geringer Größe und geringen Gewichtes wahrscheinlich beim Gleiten und Rollen eine Abschleifung entweder überhaupt nicht, oder doch nur in sehr geringem

⁶¹⁾ Vergl. Heyne. Ein Beitrag zur Hydrographie und physikalischen Geographie. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, No. 28 und 1889, S. 237.

⁶²⁾ Hagen, II. Teil, 1. Bd., S. 164. 3. Aufl.

Grade erleidet, wie die vielfach beim Sande vorkommenden scharfen Kanten vermuten lassen. Man vergleiche übrigens die unten angeführten Mitteilungen.⁶³⁾

Die Menge der Sinkstoffe (mit Ausnahme von Schlick), welche durch die Wasserläufe in Bewegung gesetzt werden, hat sich bisher nur annähernd ermitteln lassen und wird auch für die Folge schon deshalb schwer festzustellen sein, weil die Menge, selbst in ein und derselben Wasserlaufstrecke, eine sehr veränderliche ist, je nachdem Wasserstände, Uferabbrüche und bauliche Anlagen einwirken. Ein Fortschritt wird in diesem Teil der Wissenschaft überhaupt nur dann zu erwarten sein, wenn es durch Beobachtungen in kleinen Wasserläufen und künstlichen Rinnen gelingt, die unzweifelhaft bestehenden gesetzmäßigen Beziehungen zwischen Wassermenge, Gefälle, Wassertiefe und Sinkstoffen zu ermitteln.

Nach Grebenau beträgt der kubische Inhalt der Kiesbänke im Oberrhein, soweit eine alljährliche Fortbewegung derselben erfolgt, durchschnittlich etwa 1 Million Kubikmeter pro Bank. Nach Wex⁶⁴⁾ sind in dem 1875 normalmäßig hergestellten Bett des Donaudurchstichs bei Wien auf der Strecke von Nufsdorf bis Albern folgende, auf Grund sehr umfassender Peilungen ermittelte Veränderungen eingetreten. Es wurden im April 1876 im Flußbett an Sinkstoffen 82581 cbm abgelagert, im März 1877 dagegen 556219 cbm fortgeführt und im April 1879 wieder 93268 cbm abgelagert vorgefunden. Beobachtungen im Missouri in der Zeit vom Februar bis Oktober 1879 (vergl. Deutsche Bauz. 1880, S. 334) haben ergeben, daß im Mittel innerhalb 24 Stunden zu St. Charles 36809 cbm im Wasser schwebende Sinkstoffe mit Ausschluß der an der Bettsohle bewegten, fortgeführt wurden. Das Maximum betrug vom 2. bis 3. Juli 314299 cbm. Nach Untersuchungen im Mississippi (La Nature 1879, vom 23. August) bilden die in Bewegung befindlichen Sinkstoffe dort $\frac{1}{1500}$ des Gewichts und $\frac{1}{2900}$ des Rauminhalts des abfließenden Wassers, sodaß jährlich bei 526 000 Millionen cbm Wassermenge 180 Millionen cbm Sinkstoffe in den mexikanischen Golf geführt werden sollen. Vergl. ferner Durand Claye. Annales des ponts et chaussées 1885, S. 1165 bis 1178 und Klunzinger. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 338 u. 345.

Die große Menge der fortbewegten Sinkstoffe läßt sich am besten bei den mit Bühnen regulierten Flüssen an den Alluvionen zwischen den Regulierungswerken erkennen und beobachten. So sind beispielsweise durch die seit 1875 bis jetzt in der Memel erbauten Bühnen Alluvionen entstanden, welche Hunderte von Hektaren des früheren Flußbettes einnehmen und zur Zeit nutzbare Weidenwerder bilden.

Nur bezüglich des Gehalts der Wasserläufe an Schlick⁶⁵⁾ haben die zahlreich angestellten Beobachtungen wertvolle Resultate geliefert, welche in dem Kapitel „Meliorationen“ mitgeteilt sind. Hier möge erwähnt werden, daß bei verschiedenem Wasserstande der Schlickgehalt der Wasserläufe verschieden ist, daß jedoch keineswegs die höchsten Wasserstände mit dem größten Schlickgehalte zusammenfallen. Der kleinste Schlickgehalt zeigt sich bei den Beharrungszuständen, der größte bei Wasserständen,

⁶³⁾ Hübbe. Von der Beschaffenheit und dem Verhalten des Sandes. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 19 u. 183. — Partiot. Mémoires sur les sables de la Loire. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 233. — Lechalas. Note sur les rivières à fond de sable. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 381. — Hübbe. Von der Bewegung des Wassers im Sande. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 389.

⁶⁴⁾ Fortschritte der Ausbildung des regulierten Donaubettes bei Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.

⁶⁵⁾ v. Horn. Untersuchungen über den Schlickgehalt der niederländischen Ströme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 667.

die sich nicht bedeutend über das eigentliche Ufer erheben. Die klarste Beschaffenheit des Wassers ist mit den niedrigsten Wasserständen verbunden. In Betreff des Gehalts der Flüsse an feineren Sinkstoffen und der weiteren eigentümlichen Eigenschaften des Schlicks vergl. die Besprechung des Seeuferbaues in der dritten Abteilung dieses Werks.

§ 14. Bildung der Wasserlauf-Betten und der Thäler. Die ursprüngliche Entstehung der Wasserläufe gehört der Urzeit an. Das aus der Atmosphäre in Form von Niederschlägen niederfallende Wasser wurde den Vertiefungen der Erdoberfläche theils unmittelbar, theils von den Bergabhängen zugeführt, da auf diesen der Abfluß desjenigen Wassers, welches weder verdunstete, noch versickerte, in geringerer oder größerer Menge vereinigt, nach dem Gesetz der Schwere erfolgen mußte. Indem sich die Zuflüsse in den Vertiefungen der Erdoberfläche ansammelten, entstanden dort stehende Gewässer. Soweit diese den Zufluß nicht aufzunehmen vermochten, wurden ihre niedrigsten Ränder überflutet und durchbrochen. Hierbei ergossen sich die Fluten, dem natürlichen Gefälle folgend, in benachbarte tiefer belegene Becken und bildeten nach und nach zusammenhängende Wasserläufe, welche schliesslich in die größten Becken der Erde, in die Meere mündeten. Daß derartige Durchbrechungen stehender Gewässer in früherer Zeit erfolgt sind, läßt sich aus der zeitigen Beschaffenheit mancher Flufsthäler und Flußbetten schliessen, so beispielsweise aus dem Bett der Donau bei Kehlheim, Passau, Neuburg, oberhalb Wien, Prefsburg, oberhalb Ofen und Orsova⁶⁶⁾, nicht minder aus der Gestaltung des Rheinbettes bei Bingen und des Elbebettes bei Meissen.

Die Bildung und Umgestaltung der in den zeitigen Flufsthälern vorhandenen Wasserlaufbetten war und ist fast ausschließlich, wenn man von den hier nicht zu erörternden chemischen Einflüssen⁶⁷⁾ absieht, eine Folge derjenigen mechanischen Arbeit, welche das fließende Wasser dadurch leistet, daß es beim Ablauf auf geneigter Fläche auf die ihm dort entgegentretenden Hindernisse einen Stoß ausübt, der alle nicht widerstandsfähigen Stoffe ablöst und fortführt. Infolge dieser „Erosion“ schneiden die Wasserläufe selbstthätig ihre Betten in die Erdoberfläche überall dort ein, wo letztere dem Wasserstoß nicht zu widerstehen vermag. Dies kann indessen nicht gleichmäßig geschehen, weil der Stoß nicht überall gleichmäßig wirkt, und auch die Beschaffenheit der Erdoberfläche nicht gleichmäßig ist. Im allgemeinen zwar folgt das Wasser beim Abfluß auf geneigter Ebene dem stärksten Gefälle, es wird aber von dieser Richtung bei der unregelmäßigen Gestaltung und Beschaffenheit der Erdoberfläche vielfach abgelenkt, indem es bei jedem ihm entgegentretenden Hindernis die Richtung einschlägt, in welcher sich die geringsten Widerstände vorfinden. Hierdurch entstehen in den Wasserlaufbetten jeder Art notwendigerweise Krümmungen. Da aber in diesen der Wasserstoß auf die konkave Wandung des Bettes gerichtet ist, muß auch hier am ersten eine Ablösung und Fortführung der nicht widerstandsfähigen Bestandteile der Wandung erfolgen; nach und nach muß sich somit ein Uferabbruch entwickeln. Hierdurch nimmt die Krümmung zu, und je mehr dies geschieht, um so mehr wird das aus ihr abfließende Wasser dem gegenüberliegenden Ufer zugeführt, sodafs nun auch dieses angegriffen und zu einer Konkaven umgebildet wird, welche wieder in ähnlicher Weise die Richtung der Strömung unterhalb beeinflusst. Indem sich dieser Vorgang in allen geraden Strecken der Wasserläufe wiederholt, entstehen mit regelmäßigem Wechsel der Uferseite aufeinander folgende

⁶⁶⁾ Berghaus. Allgemeine Länder- und Völkerkunde, Bd. II. — Cotard. L'aménagement des eaux. Annales du genie civil et annales industr. 1879.

⁶⁷⁾ Poleck. Beiträge zur Kenntnis der chemischen Veränderungen fließender Gewässer. Breslau 1869.

Krümmungen in Schlangenlinien (Serpentinen). Da sich die Konkaven bei dem stetigen Angriff des Wassers immer mehr ausbilden und die Stromkraft schliesslich die Landzungen zwischen je zwei auf derselben Uferseite belegenen, benachbarten Konkaven durchbricht, entstehen dort neue Betten, in welchen das Wasser dem kürzeren Wege folgt und demgemäß seine Geschwindigkeit vermehrt. Je nach der Richtung der Strömung werden auch die neuen Betten wieder ungleichmässig angegriffen, sodass auch in diesen wieder neue Krümmungen auftreten. Es ergibt sich hieraus mit Notwendigkeit eine stete Umgestaltung aller nicht widerstandsfähigen Betten und diese zeigt sich ganz besonders in Wasserläufen mit starkem Gefälle und grosser Wassermenge. Wesentlich beschleunigt wird die Umgestaltung der Betten noch durch die beim Abbrechen der Ufer losgelösten und durch die von Seitenzuflüssen zugeführten Sinkstoffe. Nur ein geringer Teil derselben lagert sich zur Zeit des Hochwassers auf der Thalsole, namentlich auf den Uferändern ab und bewirkt hier nach und nach oft eine derartige Erhöhung derselben, dass die entferntere, niedriger bleibende Thalfläche sogar in ihrer natürlichen Entwässerung behindert wird. Wie bemerkenswert indessen die Ufererhöhungen hierdurch im Laufe der Zeit werden, zeigen die der auf S. 89 genannten Abhandlung „Das Wasser im alten und neuen Ägypten“, von Max Eyth entnommenen Querprofile durch das Nil-Thal in Ober-Ägypten, Fig. 8 und durch das Nil-Delta in Fig. 9 (vergl. Lageplan Fig. 11, Seite 115). Überall bilden die mit Sommerdeichen versehenen Nil-Ufer Höhenrücken,

Fig. 8.

Querprofil durch das Nil-Thal in Ober-Ägypten.

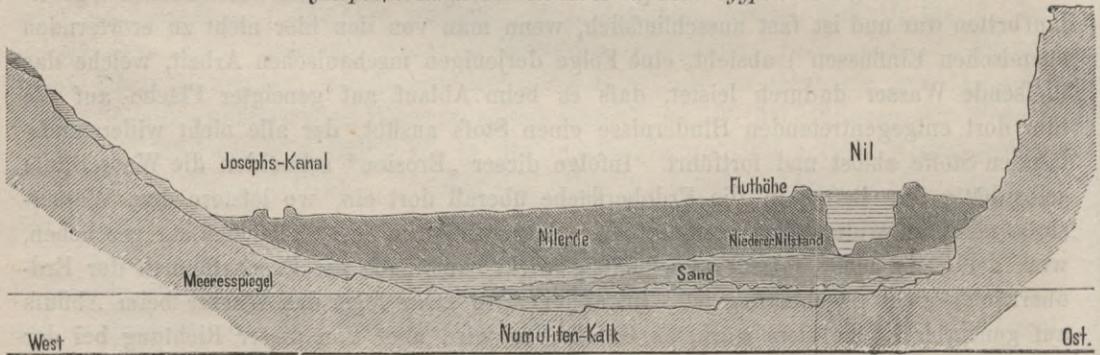


Fig. 9.

Querprofil durch das Nil-Delta.



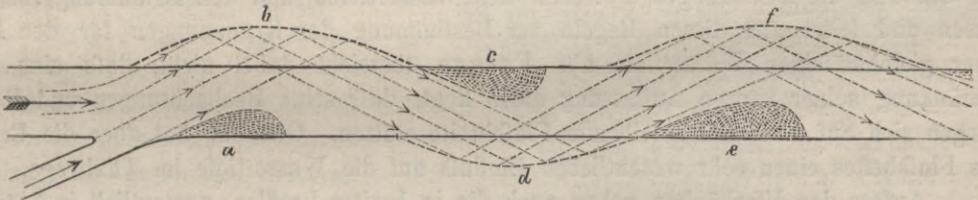
von denen aus die Niederung nach beiden Wüstenrändern hin mit einem Gefälle von 11 cm auf 1000 m abfällt und mit einer über dem Meersand liegenden 10—16 m starken Schicht von humusartigem Thon, der seit Jahrtausenden abgelagerten und dank der Überflutung durch Hochwasser alljährlich an Stärke zunehmenden Nilschlammsschicht, bedeckt ist. Auf dem reichen Gehalt dieses Schlammes an Pflanzennährstoffen beruht die Fruchtbarkeit des Nil-Thals und der Segen der alljährlichen Nil-Überschwemmungen,

indem Nilschlamm 63% Sand und Thon, 18% kohlen-sauren Kalk, 4% kohlen-saure Magnesia, 6% Eisenoxyd und 9% organische Bestandteile enthält und die stetige Hebung der Niederung sichert.

Derartige Erhöhungen der Flußufer beeinflussen nun zwar auch die Bildung und Veränderung der Flußbetten, jedoch erheblich weniger als diejenigen Sinkstoffe, welche im Bett selbst und zwar teils an den Ufern und teils mitten im Bett zur Ablagerung gelangen und dort als sog. Uferbänke und Mittelfelder, auch Heger, Haken, Köpfe u. s. w. genannt, nicht nur die Richtung der Strömung beeinflussen, sondern auch durch ihr stetes Vorrücken (vergl. § 13) zu stetem Wechsel der Richtung und Tiefe der Betten Veranlassung geben.

Ein Beispiel, in welcher Weise Flüsse nach und nach ihre Lage verändern und neue Betten bilden, liefert die in F. 1, 3 u. 5, T. III nach Aufnahmen in verschiedenen Zeiten dargestellte Donaustrecke oberhalb Grein. Derartige Beispiele lassen am besten die erheblichen, ganz besonders die Landwirtschaft schädigenden Verwilderungen und die Notwendigkeit der Regulierung der Wasserläufe durch Befestigung der Ufer und Zusammenfassung der Wassermenge jeden Laufs in einem einheitlichen Bette erkennen.

Fig. 10.



Selbst bei einem künstlich hergestellten, regelmässigen Wasserlauf ist das Bestreben zum Schlingeln und zur Umgestaltung seiner Ufer vorhanden. Nimmt man beispielsweise nach Fig. 10 eine gerade, vollkommen regelmässige Wasserlaufstrecke und an deren rechtem Ufer eine durch Einmündung eines Seitenzuflusses bei Hochwasser in kurzer Zeit bei *a* entstandene Uferbank an, so verursacht letztere alsbald nach ihrem Auftreten sowohl eine Beschränkung des Abflufsprofils, als auch eine Änderung der geraden Richtung, in der die Wasserfäden bisher abflossen. Die Beschränkung hat einen Aufstau des Wassers, also vermehrte Druckhöhe, diese eine Vergrößerung der Geschwindigkeit und diese verstärkten Angriff des Wassers auf das Bett, die Änderung der Richtung der Strömung aber einen verstärkten Angriff auf das linke Ufer zur Folge. Bei nicht widerstandsfähigem Bett muß sonach eine Vertiefung und Verbreiterung desselben erfolgen. Am stärksten ist der Angriff in der Richtung der Strömung, sowie dort, wo die Wasserfäden an die Uferwandung anstoßen und in ihrem Abflufs behindert werden. Indem sie hier annähernd unter dem Winkel, welchen die Strömung mit dem Ufer beim Anfall an dasselbe bildete, abgelenkt werden, entstehen unregelmässige Wasserbewegungen, welche das Ufer bei *b* solange zum Abbruch veranlassen, als es dem Angriff nicht zu widerstehen vermag. Die hier losgelösten Sinkstoffe können erst unterhalb und zwar dort, wo sich die Geschwindigkeit des Wassers entsprechend mässigt, zur Ablagerung gelangen. Dies ist aber bei *c* der Fall, weil hier die Sinkstoffe der auf das andere Ufer gerichteten Strömung entzogen sind. Die Ablagerung bei *c* beschränkt wieder das Abflufsprofil und diese Beschränkung sowohl, als der Angriff der nach *d* gerichteten Strömung bewirken den Abbruch des Ufers bei *d* und die Vertiefung des Bettes daselbst. Nun bildet sich

die Bank bei *e*, demnächst der Abbruch bei *f* und so fort, sodafs sich die ursprünglich gerade Strecke in eine schlängelnde verwandelt⁶⁸⁾ und an Stelle der früheren gleichmäßigen Wassertiefe ein regelmäfsiger Wechsel derselben eintritt, indem sich das Bett in dem Mafse vertieft oder verflacht, als es der Strömung ausgesetzt oder derselben entzogen wurde. Demgemäfs ist die Vertiefung in den Konkaven, die Verflachung aber in den Konvexen am erheblichsten. Verfolgt man dagegen die tiefsten Punkte der Bettsohle in den einzelnen aufeinander folgenden Querprofilen, also die Fahrrinne (Thalweg), so zeigt dieselbe (vergl. F. 5, T. V) einen oft ganz regelmäfsigen Wechsel zwischen Tiefen und Untiefen und letztere sind in den sog. Übergängen, Schwellen oder Rücken, also dort, wo die unter dem Wasserspiegel befindlichen Böschungen benachbarter gegenüberliegender Sinkstoffbänke zusammentreten, am stärksten ausgeprägt. Hier liegen auch in kleineren Wasserläufen die sog. Furten. Der Wechsel zwischen Tiefe und Untiefe zeigt sich um so schroffer, je geringer der Halbmesser der Krümmungen ist, doch haben sich bis jetzt die zwischen den tiefsten Rinnen im Längenprofil und den Krümmungen der Wasserläufe unzweifelhaft bestehenden Beziehungen noch nicht näher ermitteln lassen.⁶⁹⁾

Fargue hat allerdings Untersuchungen (Ann. des ponts et chaussées 1868, 1. Sem., S. 34) in dieser Richtung angestellt. Er ermittelt für eine 22 km lange regulierte Strecke der Garonne die Beziehungen zwischen den Wassertiefen und den Krümmungsverhältnissen und leitet aus diesen Regeln zur Bestimmung der Krümmungen für den Fall einer gleichmäßigen Wassertiefe ab. Fargue übersieht dabei nicht, dafs eine Beschränkung seiner ganzen Auffassung darin liegt, dafs seine Beobachtungen und Rechnungen sich auf eine gleichbleibende Flussbreite stützen. Offenbar hat aber die Breite des Flussbettes einen sehr wesentlichen Einfluss auf die Wassertiefe im Thalwege.

Aufser den Uferbänken geben auch die in breiten Profilen, namentlich in Flüssen und Strömen auftretenden Mittelfelder vielfache Veranlassung zur Änderung der Betten, indem sie bei höheren Wasserständen in der Regel von der Strömung angegriffen und abwärts geführt werden, daher Änderungen sowohl der Strömungsrichtung, als auch der Angriffe auf die Ufer und die Sohle des Bettes hervorrufen. In einzelnen Fällen können Mittelfelder zwar der Strömung widerstehen, und dann nach und nach zu gröfserer Höhe anwachsen, also Inseln bilden, meist entstehen indessen Inseln, welche wegen der durch sie hervorgerufenen Spaltungen der Wasserläufe ebenfalls die Umbildung der Betten wesentlich beeinflussen, dadurch, dafs die Fluten bei hohen Wasserständen niedrige Ufer durchbrechen, ihre alten Betten zum Teil verlassen, neue Abflufswege herstellen und unterhalb wieder in die alten einmünden, sowie auch dadurch, dafs Seitenzuflüsse an ihren Mündungen die sie trennenden Landzungen oder auch die unmittelbar unterhalb der Mündungen belegenen Ufer durchbrechen. Jede Spaltung hat wieder neue Unregelmäfsigkeiten zur Folge, namentlich dann, wenn das Wasser, wie in der Regel geschieht, bald in diesem, bald in jenem Arm vorzugsweise seinen Abflufs findet, daher bald diesen, bald jenen zum Hauptarm ausbildet.

Nicht immer vereinigen sich die getrennten Arme wieder, sie münden vielmehr oft direkt ins Meer und bilden dann die sog. Fluss-Deltas, worunter man die von Flusssarmen und dem Meer begrenzten Niederungen versteht. So teilt sich die Memel

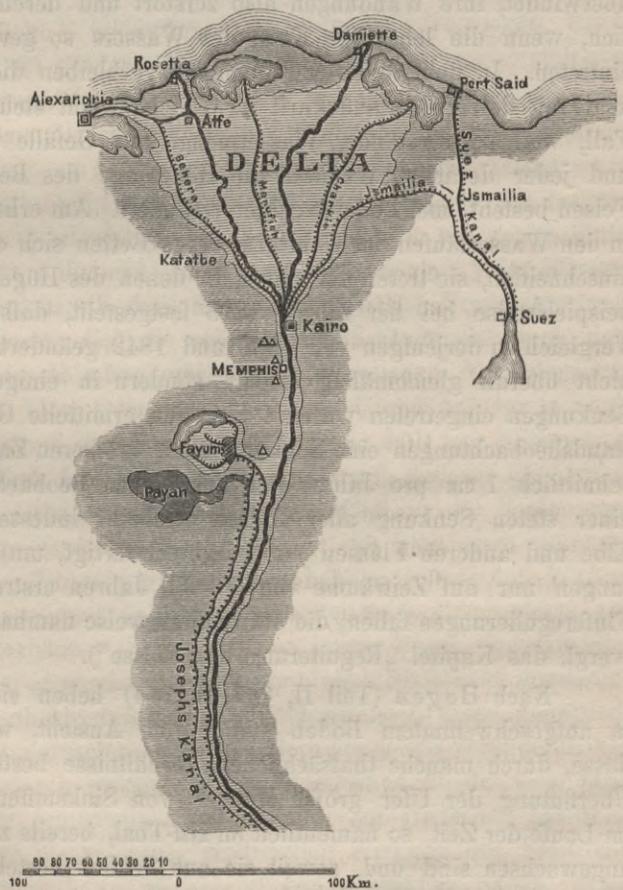
⁶⁸⁾ Vergl. Donaudurchstich bei Wien. Zweite Abteilung, Kap. XI, S. 179—182 (2. Aufl.) mit T. VIII, P. 2, woselbst die obigen Ausführungen ihre Bestätigung finden.

⁶⁹⁾ Vergl. auch Wolff, Flussregulierungen in Bayern und Württemberg. Centralbl. d. Bauverw. 1832, No. 13.

unterhalb Tilsit in die beiden Arme Rufs und Gilge, die Oder zwischen Haff und Ostsee in die drei Hauptarme Dievenow, Swine und Peene und die Weichsel an der Montauer Spitze in zwei Arme, die Weichsel und Nogat, deren ersterer sich bei Rothe Bude nochmals in die Elbinger und in die Danziger Weichsel spaltet. Die Spaltungen des Rheins, welche im Laufe der Zeit mannigfache Veränderungen erlitten haben, sind besonders zahlreich. Gegenwärtig teilt sich der Rhein bei Pannerden in zwei Arme, rechts in den Rhein und links in die Waal. Der rechte Arm wird bald darauf bei Arnheim rechts in die von Drusus künstlich angelegte und in die Südersee einmündende Geldersche Yssel und links in den Rhein gespalten, welcher bei Duurstede zwei Arme, den krummen Rhein und den Leck bildet. Der erstere gelangte früher in der Gegend von Leyden nach der Nordsee, jetzt ist eine freie Verbindung zwischen ihm und dem Leck nicht mehr vorhanden, während der Leck vor Rotterdam die Maas erreicht. Mit der Maas vereinigt sich auch unweit Gorkum der obengenannte linke Hauptarm, die Waal. Die vereinigten Wasserläufe heißen nunmehr Meerwede und teilen sich wieder in drei Arme, die nach wiederholten mannigfachen Spaltungen die Nordsee erreichen. (Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 33, Hagen II, 1. S. 132, F. Petermann, Geogr. Mitteilungen 1878 u. Schlichting, Rhein-Yssel-Kanal, S. 3.)

Fluß-Deltas entstehen durch die an den Mündungen erfolgende Ablagerung derjenigen feineren Flusssinkstoffe, zu deren Abführung ins Meer die Stromkraft wegen mangelnden Gefälles nicht ausreicht. Die stete Zuführung immer neuer Sinkstoffe aus den oberen Flußstrecken hat Hebung der Fluß-Deltas, deren weitere Vorschübung ins Meer, Verringerung des relativen Gefälles in den unteren Flußstrecken und stete Hebung deren Betten zur Folge. So hat beispielsweise die Weichsel, welche 1840 die Ostsee-Dünen bei Neufähr zur Zeit des Hochwassers durchbrach und hier nun eine neue Mündung bildete, ihr Bett in der Zeit bis 1876, also in 36 Jahren⁷⁰⁾ durch Ablagerung von etwa 44 Millionen cbm Sinkstoffe um 2 km weiter in die Ostsee vorgeschoben und dementsprechend ihr relatives Gefälle verringert. Das bedeutendste Fluß-Delta aller historischen Zeiten bleibt das Nil-Delta, Fig. 11, welches seit Jahrtausenden stetig weiter in

Fig. 11. Nil-Delta.



⁷⁰⁾ Hydrotechnisches Gutachten, betr. die Regulierung der Weichsel von Martiny, Schlichting und Wernekinck. Danzig 1885.

das Meer vorrückt und zur Zeit zwei Hauptarme, den 201 km langen Damiette- und den 190 km langen Rosetta-Arm besitzt, außerdem aber noch von drei zu Bewässerungszwecken angelegten Kanälen (vergl. auch Querprofile in Fig. 8 u. 9, S. 112), dem Behera-, Manufieh- und Charkieh-Kanal, durchschnitten wird. Diese Kanäle speisen das ausgedehnte Kanalnetz der 1 920 000 ha umfassenden Delta-Provinzen Behera, Manufieh, Garbieh und Charkieh mit Hilfe zweier an der Deltaspitze unweit Kairo angelegten, etwa 5 m Stau erzeugenden Wehre (vergl. Eyths Abhandlung, auf S. 89 angegeben). Nach Larousse hat das Vorrücken der Damiette-Mündung in den letzten 200 Jahren 3 m jährlich und das der Rosetta-Mündung in den letzten 60 Jahren 35 m jährlich betragen.

Der Einfluß des Meeres auf die Umgestaltung der im Flutgebiet desselben gelegenen Stromstrecken oder Ästuarien wird in der dritten Abteilung dieses Werks behandelt, kann daher hier unerörtert bleiben.

Auch in Bezug auf ihre Höhenlage unterliegen die Wasserläufe häufigen Veränderungen, indem sich die Betten sowohl vertiefen, als auch erhöhen können. Sie vertiefen sich, wenn die lebendige Kraft des Wassers die Widerstandskraft der Betten überwindet, ihre Wandungen also zerstört und deren Bestandteile fortführt, sie erhöhen sich, wenn die lebendige Kraft des Wassers so gering ist, daß Sinkstoffablagerungen eintreten. In unveränderter Höhenlage verbleiben die Betten nur dort, wo die Angriffskraft mit der Widerstandskraft im Gleichgewicht steht. Dies ist jedoch meist nicht der Fall, weil Wasserstände, Wassermenge und Gefälle vielfach wechseln (vergl. § 9—11) und jeder derartige Wechsel die Höhenlage des Bettes, falls dieses nicht aus festem Felsen besteht, mehr oder weniger verändert. Am erheblichsten sind diese Veränderungen in den Wasserläufen des Gebirges, deren Betten sich oft in kurzer Zeit auf große Tiefen einschneiden, sie treten aber auch in denen des Hügel- und Flachlandes auf. So wurde beispielsweise bei der Elbe⁷¹⁾ 1873 festgestellt, daß das Flußbett seine Höhenlage im Vergleich zu derjenigen von 1869 und 1842 geändert hatte, und daß diese Änderungen nicht überall gleichmäßig erfolgt, sondern in einigen Strecken Hebungen, in anderen Senkungen eingetreten waren. Dagegen ermittelte Grebenau aus zahlreichen Wasserstandsbeobachtungen eine Senkung einer größeren Zahl von Stromstrecken⁷²⁾ von durchschnittlich 1 cm pro Jahr. Der aus seinen Beobachtungsergebnissen gezogene Schluß einer steten Senkung aller Flüsse erscheint indessen nach den Erfahrungen an der Elbe und anderen Flüssen⁷³⁾ nicht gerechtfertigt, um so weniger, als sich jene Beobachtungen nur auf Zeiträume von 60—80 Jahren erstrecken und in diese Jahrzehnte die Flufsregulierungen fallen, die notwendigerweise namhafte Senkungen herbeiführen mußten (vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse“).

Nach Hagen (Teil II, § 7, S. 144) heben sich die Flußbetten und Flußthäler in aufgeschwemmtem Boden stetig, eine Ansicht, welche, wenigstens für Niederungsflüsse, durch manche thatsächlichen Verhältnisse bestätigt wird. So gelangen bei jeder Überflutung der Ufer große Mengen von Sinkstoffen daselbst zur Ablagerung, welche im Laufe der Zeit, so namentlich im Nil-Thal, bereits zu Schichten von großer Mächtigkeit angewachsen sind und, soweit sie aus Schlick bestehen, den Niederungen ihre Fruchtbarkeit verleihen. Die Erhöhung der Flußthäler beweisen ferner die vielfach dort tief unter der zeitigen Oberfläche angetroffenen Bauwerksreste aus alter Zeit, die, ihrem

⁷¹⁾ Vergl. Abhandlung des Verfassers über die amtlichen Elbstromschauungen. Deutsche Bauz. 1875, S. 273.

⁷²⁾ Vergl. auch: Über Senkungen u. s. w. Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870.

⁷³⁾ Gräve, Senkung der Flüsse in den Kulturländern. Deutsche Bauz. 1877, S. 261.

Zwecke und ihrer Anordnung nach, früher ohne Zweifel annähernd in der damaligen Thalhöhe errichtet wurden. Nicht minder ergiebt sich eine stetige Hebung zahlreicher Flusstrecken aus der Höhe der Vorländer eingedeichter Niederungen, welche letzteren vielfach schon jetzt, obwohl Hochwasserdeiche erst seit etwa 400—500 Jahren bestehen, so tief unter den Vorländern liegen, daß ihnen die natürliche Entwässerung entzogen ist. Mit der Erhöhung der Flufsthäler vollzieht sich auch gleichzeitig die Hebung der Flussbetten, da alle diejenigen Sinkstoffe, welche die lebendige Kraft des Wassers nicht bis über die Ufer zu heben vermag, im Flussbett verbleiben, sodaß in letzterem um so mehr Sinkstoffe zurückgehalten werden, je mehr der Höhenunterschied zwischen Flusssohle und Thalebene am Ufer zunimmt. Zudem verbleibt ein großer Teil der größeren Sinkstoffe, welche aus den Wasserlaufstrecken des Gebirges und den Seitenzuflüssen in die Flüsse gelangen, in den Flussbetten, da meist nur die kleineren Sinkstoffe und von diesen wieder nur ein Teil dem Meere zugeführt werden. Ganz allgemein müssen sich die Wasserlaufbetten heben, wenn die lebendige Kraft des Wassers zur Weiterbewegung der vorhandenen und neu hinzutretenden Sinkstoffe nicht ausreicht und senken, wenn die Menge der fortgeführten Sinkstoffe die der neu zugeführten überwiegt. Da die Kräfte, welche die Sinkstoffbewegung beeinflussen, Veränderungen unterliegen, ist es erklärlich, daß zeitweise Hebungen und Senkungen in ein und derselben Strecke eintreten.

Aus vorstehenden Erörterungen ergiebt sich die Bildung und stete Umgestaltung der Wasserlaufbetten als eine Folge der Stromkraft des fließenden Wassers und der durch dieselbe veranlaßten Bildung und Bewegung der Sinkstoffe. Die Wirksamkeit dieser seit der Urzeit thätigen Kräfte zeigt sich, zum Teil wenigstens, in den zeitigen Wasserlauf-Thälern, bei deren Bildung indessen, soweit es sich um große Flufsthäler⁷⁴⁾ handelt, noch andere Kräfte mitgewirkt haben, denn wenn auch jeder Wasserlauf nach und nach das seinen gesamten Verhältnissen entsprechende Hochwasserprofil an jeder Stelle geschaffen hat, so lassen sich die zeitigen breiten Flufsthäler doch nicht lediglich durch die zeitigen Wasserverhältnisse erklären. Nachweisbare Veränderungen des Laufes mancher Flüsse, so der Elbe, Oder und der Weichsel, und alte breite Flufsthäler, in denen jetzt nur Nebenflüsse vorhanden sind, bekunden, daß jene Flüsse einst in ganz anderen Flufsthälern das Meer erreichten als heute. Danach floß die Elbe früher nördlich von Magdeburg über den Drömling durch das Aller-Thal in die Weser nach Bremen, die Oder von Fürstenberg durch das Spree-Thal in die Elbe nach Hamburg zur Nordsee und die Weichsel über Bromberg durch das heutige Netze- und Warthe-Thal nach Stettin zur Ostsee. Man nimmt daher an, daß zeitweise eingetretene, von kosmischen Einflüssen abhängige Hochfluten (Sintfluten) von langer Dauer und erheblich größerer Wassermenge, als gegenwärtig vorhanden sind, die breiten Flufsthäler geschaffen haben. Die neuere Wissenschaft erblickt indessen auch hierin noch keine genügende Erklärung, nimmt vielmehr als Hauptursache der Flufsthälerbildung die Veränderlichkeit der Temperatur auf der Erde an, durch welche die Eiszeit entstand, in der sich durch die nach dem Gesetz der Schwere erfolgende Fortbewegung der Gletscher Eisströme bildeten. Danach soll die gesamte mechanische, erodierende Wirkung der Eisströme, das sog. „Glacialphänomen“, die Flufsthäler im wesentlichen geschaffen haben. Nach James Croll wird die Veränderlichkeit der Temperatur auf der Erde von der Ver-

⁷⁴⁾ Sasse. Über die Entstehung der Inundationsthäler. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 311. — Goes. Zur Entwicklungsgeschichte der Flufsthäler. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 370. — v. Wex. Periodische Meeresanschwellungen. Wien 1891.

schiebung der Kalmen-Zone abgeleitet, indem sich die Gegend der Kalmen in etwa 10500 Jahren von der nördlichen auf die südliche Halbkugel der Erde verschiebt. In der kälteren Hemisphäre verdichteten sich infolgedessen die atmosphärischen Niederschläge im Lauf der Jahrhunderte zu gewaltigen Schnee- und Eismassen, die sich unter erheblichem Druck als Gletscher von den Hochgebirgen ab thalwärts in Bewegung setzten, hierbei Wandungen und Sohle der Eisstrombetten erodierten, massenhaft Gebirgstrümmer, Geschiebe und Gerölle fortbewegten und Moränen von großer Mächtigkeit und Ausdehnung ablagerten, in denen demnächst die abfließenden Wassermassen ihr Bett einzuschneiden und stetig umzugestalten vermochten. So erklärt man auch das Vorkommen erraticer Blöcke norwegischen Ursprungs in Norddeutschland lediglich durch Gletscher, welche sich zur Eiszeit über die völlig vereiste Ostsee hinweg bis in das deutsche Mittelgebirge erstreckten und dort die auf ihnen angehäuften Gebirgstrümmer ablagerten.

§ 15. Eisstand und Eisgang. Unter Eisstand versteht man denjenigen Zustand der Wasserläufe, in welchem deren Oberfläche durch eine Eisdecke abgeschlossen ist, unter Eisgang denjenigen, in welchem die Eisdecke im Aufbruch und in der Fortbewegung begriffen ist.

a. Eisstand. Während die Eisdecke stehender Gewässer eine einheitliche, regelmäßige und ebene Oberfläche zeigt, besteht sie in Wasserläufen aus ungleichartigen, unregelmäßig neben-, über- und untereinander geschobenen Eisschollen, ein Beweis, daß hier noch andre Kräfte wirksam sind, als dort. Die Eisbildung, d. i. die Verwandlung des Wassers in Eiskristalle, unterliegt aber dort wie hier denselben physikalischen Gesetzen und erfolgt danach erst, wenn dem bis zu 0° abgekühlten Wasser durch weitere Abkühlung latente Wärme, von welcher das kg rund 80 Wärmeeinheiten besitzt, entzogen wird. (Eine Wärmeeinheit ist diejenige Wärmemenge, welche eine Temperaturerhöhung von 1 kg Wasser um 1° C. bewirkt.) Soll 1 kg Wasser von 0° vollständig in Eis verwandelt werden, so sind 80 Wärmeeinheiten zu entziehen; wird nur eine Wärmeeinheit entzogen, so wird auch nur $\frac{1}{80}$ der Wassermenge in Eis verwandelt, sodafs also die Eismenge von dem Grade der Entziehung latenter Wärme abhängt. Da Eis auch nur die Temperatur von 0° , aber keine latente Wärme besitzt, wird 1 kg Eis erst durch Aufnahme von 80 Wärmeeinheiten in Wasser von 0° verwandelt, d. h. zum Schmelzen gebracht.

Eine Ausnahme von der Regel, wonach sich Eis bildet, sobald Wasser von 0° einen Verlust an latenter Wärme erleidet, tritt dann ein, wenn sich Wasser von 0° in absoluter Ruhe befindet. In diesem Falle kann es bis zu einer Temperatur von -10° C. und mehr abgekühlt werden, während es beim Schütteln oder Anstofsen an feste Körper sofort Eiskristalle bildet, sobald ihm bei 0° Temperatur latente Wärme entzogen wird.

Die Abkühlung des Wassers beginnt zuerst in der oberen, mit der kalten Luft in Berührung stehenden Wasserschicht, infolge dessen diese als spezifisch schwerere Masse in die darunter gelagerten leichteren Wassermassen solange eindringt und letztere zum Aufsteigen veranlaßt, bis die gesamte Wassermenge die Temperatur von $+4^{\circ}$ C. und hiermit ihre größte Dichtigkeit erreicht hat.

In stehenden Gewässern wird nunmehr die jetzt noch der weiteren Abkühlung ausgesetzte obere Wasserschicht, deren Stärke von dem Grade der Abkühlung abhängt, trotzdem das Wasser in dieser Schicht schwerer ist, als das darunter gelagerte von $+4^{\circ}$ C., von der unteren dichteren Wasserschicht getragen. Letztere wird nun zwar noch

etwas abgekühlt, doch geschieht dies sehr langsam, während die Abkühlung der oberen Wasserschicht bis auf 0° zur Zeit des Frostes und sodann die Entziehung von latenter Wärme viel schneller erfolgt. So bilden sich also in der oberen Wasserschicht in dem Maße, als auf dieselbe der Frost einwirkt, Eiskrystalle und es schießen diese alsbald zu einer innig verbundenen gleichartigen und regelmäßigen Eisdecke zusammen, welche als schlechter Wärmeleiter das abgeschlossene Wasser gegen Ausstrahlung der darin enthaltenen Wärme, also gegen Abkühlung schützt, sodaß es die Temperatur von $+4^{\circ}$ C. behält. Die Eisdecke nimmt nunmehr an Stärke in dem Maße zu, in welchem sich in dem mit dem Eise in Verbindung stehenden Wasser Eiskrystalle bilden, es wird aber diese Bildung mehr und mehr erschwert, je stärker die Eisdecke wird, da mit deren Stärkezunahme auch ihr Widerstand gegen Zuführung von Kälte aus der äußeren Luft und die Entweichung von Wärme aus dem Wasser wächst. Daß Wasser unterhalb der Eisdecke Wärme besitzt, bestätigt die Erfahrung, wonach gefrorene Fischnetze im Wasser unter der Eisdecke auftauen, und nicht minder die Thatsache, daß am Grunde stehender Gewässer kein Eis angetroffen wird. Diese Erfahrungen finden in dem Schutz, den die Eisdecke dem Wasser gewährt und in der von dem allgemeinen Naturgesetz — geringere Temperatur verdichtet die Körper — abweichenden Eigenschaft des Wassers, bei $+4^{\circ}$ C. die größte Dichtigkeit zu erlangen, ihre Erklärung. Ohne die letztere Eigenschaft würde starker Frost sämtliche Gewässer von der Bettsohle bis zur Oberfläche völlig in Eis verwandeln, daher alles Leben im Wasser zerstören und allgemeinen Wassermangel zur Folge haben können. Eine völlige Umwandlung des stehenden Wassers in Eis findet nur dort statt, wo es sich um so geringe Wassertiefe handelt, daß die gesamte Wassermenge der unmittelbaren Einwirkung des Frostes sofort unterliegt.

In fließenden Gewässern erfolgt die Eisbildung zwar auch nach denselben physikalischen Gesetzen, die Eisdecke aber bildet sich hier außerdem noch unter dem Einfluß der Strömung des Wassers. Erfahrungsmäßig entsteht in Wasserläufen zuerst festes Eis an den Wandungen des Bettes am Wasserspiegel, das sog. Saumeis, indem Wasser von 0° , dem durch weitere Abkühlung latente Wärme entzogen wird, beim Anstoßen an die Ufer, Sinkstoffbänke, Brückenpfeiler und sonstigen Bauwerke alsbald Eiskrystalle bildet. Da diese sich an rauhen, festen Körpern schneller ansetzen, als in der flüssigen Masse, schießen sie auch zuerst an den Wandungen zu festem Eis (dem Saumeis) zusammen, wobei indessen ein Teil der Eiskrystalle auch schwimmend fortgeführt wird; diese verbinden sich erst später mit dem festen Eis, sobald der Fortführung Hindernisse entgegentreten. Wird das Saumeis durch Strömung, Wind und Wasserstandswechsel abgebrochen und nun schwimmend fortgeführt, so nennt man es Treibeis, wozu man auch diejenigen Eisschollen rechnet, welche aus den mit dem Wasserlauf in Verbindung stehenden Seitenwässern hinzutreten. Demnächst, d. h. immer erst dann, wenn die Temperatur der Luft bis auf einige Grad unter 0 gesunken ist, tritt auch das sog. Grundeis auf. Hiermit bezeichnet man dasjenige Eis, welches nur in fließenden, nicht in stehenden Gewässern und auch nur zeitweise auf dem Grunde, auf der Bettsohle, angetroffen wird und von dort als schwimmende, poröse, schwammige Masse, in größeren und kleineren Eisballen vereint, zur Wasseroberfläche aufsteigt. Daß derartiges Eis auf der Sohle vorhanden ist und an dieser zunächst haftet, läßt sich beim Fahren über flache Sinkstoffbänke bei klarem Wasser deutlich erkennen und auch durch Einsetzen von Ruderstangen auf den Grund beobachten, indem dann dort Eismassen abgestoßen werden, die alsbald am Wasserspiegel erscheinen, nicht selten mit Sand- und Kiesteilen der Flußsohle behaftet sind und zum Teil auch an den Ruderstangen hängen

bleiben. Wie an der Bettsohle setzt sich Grundeis auch an den eingetauchten Wandungen verankerter und fahrender Schiffsgefäße an.

Zur Bildung von Grundeis gehört zunächst, wie in stehenden Gewässern, eine Abkühlung des fließenden Wassers durchweg bis auf $+4^{\circ}$ C., demnächst eine Abkühlung der oberen Wasserschicht bis auf 0° und endlich noch die Entziehung von latenter Wärme. Am Grunde der Wasserläufe wird sich Eis nur bilden können, wenn aus der oberen Wasserschicht nach der Bettsohle entweder Eiskristalle oder derartig erkaltete Wassermengen zugeführt werden, daß letztere beim Schütteln oder Aufstoßen auf die feste Sohle dort Eiskristalle zu bilden vermögen. Diese Zuführung soll, wie vielfach angenommen wird, durch sogenannte wälzende Bewegung erfolgen, die indessen nach allen bisherigen Beobachtungen über die Bewegung des Wassers (vergl. § 24 u. 31) unwahrscheinlich ist, wenn auch dauernd eine gewisse Mischung der verschiedenen, übereinander gelagerten Wasserschichten eintreten mag, die aber die Grundeisbildung nicht erklärt, weil die Mischung nur langsam eintreten und eine Erwärmung des oberen kalten Wassers in den unteren wärmeren Schichten von $+4^{\circ}$ C. zur Folge haben würde. Die Zuführung von Eiskristallen und von ausreichend erkaltetem Wasser aus der oberen Wasserschicht nach der Bettsohle kann aber sehr wohl durch Wirbelströmungen bewirkt werden, welche nicht nur an der Sohle, sondern auch in allen darüber gelagerten Wasserschichten, durch Unregelmäßigkeiten des Bettes und durch Reibung zwischen den einzelnen Wasserschichten entstehen. Am häufigsten sind die durch Ufer und Bettsohle erzeugten Wirbel, welche von hier aus ihre kreisende Bewegung auf die darüber liegenden Wasserschichten übertragen und, nach dem Wasserspiegel aufsteigend, an Stärke abnehmen, daher auf die in ihre Kreise gelangenden Wasserteile und Eiskristalle abwärts saugend wirken und so eine Zuführung derselben nach der Sohle veranlassen können, um so mehr, als die Stärke der Wirbel noch vermehrt wird durch die lebendige Kraft derjenigen Wasserteile, welche in ihrer Fortbewegung durch die Wirbel behindert werden. Die auf diese Weise nach der Sohle geführten oder dort erst beim Aufstoßen des genügend erkalteten Wassers erzeugten Eiskristalle setzen sich nun hier, falls die Geschwindigkeit an der Sohle die alsbaldige Fortführung nicht bewirkt, in kleineren und größeren Massen fest und haften dort, da zum Schmelzen die Temperatur des Wassers nicht ausreicht, so lange, bis ihre Adhäsion am Boden und die Kohäsion, die ihre Einzelmoleküle untereinander verbindet, durch Strömung und Auftrieb überwunden werden. Das nunmehr zur Oberfläche aufsteigende und hier schwimmend abwärts treibende Grundeis besteht aus kleineren und größeren schwammigen Eismassen, welche unter der Einwirkung der Luft an Dichtigkeit zunehmen und sich bei gegenseitiger Berührung, sowie auch beim Zusammentreffen mit Treibeismassen zu festen Eisschollen verschiedener Größe vereinigen. Je nachdem diese auf Hindernisse stoßen, welche ihre lebendige Kraft nicht zu beseitigen vermag, unterbrechen sie ihre Bewegung, namentlich an den Uferändern und über Untiefen und überziehen nach und nach die Wasseroberfläche mit einer im allgemeinen von den flachen Ufern nach der Stromrinne und von der Mündung nach der Quelle zu vorschreitenden, unter dem Einfluß des Frostes zusammenfrierenden festen und geschlossenen Eisdecke. Bei dem nunmehr eingetretenen Eisstand zeigt die Eisdecke eine sehr unregelmäßige Oberfläche. Dies erklärt sich dadurch, daß die schwimmenden Eisschollen, je nach ihrer Größe und Form, sowie nach der Stärke des Wasserstoßes sowohl verschiedene Geschwindigkeit besitzen, als auch während der Bewegung beim Aufeinanderstoßen ihre Lage und Richtung vielfach verändern und sich daher, sobald ihre lebendige Kraft zur Fortbewegung nicht mehr ausreicht, in den verschiedensten Stellungen neben-, unter- und

übereinander festsetzen. Die wild geformte Eisdecke verändert indessen während des Winters vielfach ihre Gestaltung, indem sie sowohl oben durch Gefrieren der auf sie entfallenden atmosphärischen Niederschläge, als auch unter Wasser insoweit an Mächtigkeit zunimmt, als sich dort die in der Abführung begriffenen Eismassen zum Teil auch nach erfolgtem Eisstand noch ansetzen.

Wesentlich unterstützt wird die Bildung der Eisdecke durch eine unregelmäßige Gestaltung der Wasserläufe, indem namentlich Sinkstoffbänke, Untiefen und solche Strecken, in denen die Wasserläufe aus engen in sehr breite Profile übertreten, das Festlagern der Eisschollen und die Anhäufung derselben in großer Menge veranlassen. Mit eingetretenem Eisstand hört die Grundeisbildung mehr und mehr auf und zwar in dem Maße, als die Eisdecke das darunter befindliche Wasser gegen Entstehen neuer Eiskristalle schützt. Die Anhäufung von Eisschollen unter der Eisdecke wird Eisversetzung genannt, die sich bei weiterer Zuführung von Eismassen zur Eisstopfung entwickeln kann, ein Zustand, bei welchem (vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse“) der Abfluß des Wassers behindert wird. Während der Bildung der Eisdecke pflegen gefährliche Eisstopfungen nicht einzutreten, weil die Eisschollen noch so wenig Konsistenz und so geringe Mächtigkeit besitzen, daß die lebendige Kraft des Wassers zur Schaffung des erforderlichen Abflußprofils ausreicht. Dagegen können diejenigen Eisstopfungen Gefahren erzeugen, welche nach erfolgtem Eisstand in manchen, namentlich großen Wasserläufen, in deren Gebieten die klimatischen Verhältnisse verschieden sind, dadurch entstehen, daß erhebliche Eismassen aus den oberen Gebieten unter der Eisdecke abschwimmen, sich in Untiefen festsetzen und alle neu zugeführten Schollen an ihrer Fortbewegung verhindern. Derartige Stopfungen füllen nicht selten die Betten auf Strecken von großer Länge und bis zu großer Wassertiefe mit Eis an, wenn es der Strömung nicht gelingt, durch Vertiefung des Flußbettes das notwendige Abflußprofil zu schaffen.

Am zahlreichsten treten Eisversetzungen und Eisstopfungen beim eigentlichen Eisgang auf und diese sind in der Regel die gefährlichsten, weil sie mit hohen Wasserständen zusammenfallen, welche eine schnellere Zuführung und Vermehrung der Eismassen bewirken.

b. Der Eisgang beginnt mit dem Aufbruch der Eisdecke und wird vorzugsweise durch höhere Wasserstände veranlaßt, wenn auch die höhere Temperatur der Luft und des Wassers, welche gewöhnlich bei Tauwetter schon einige Zeit vor dem Eisaufbruch eintritt, eine wirksame Schwächung der Eisdecke sowohl auf ihrer Oberfläche, als auch durch Abwaschung von unten bewirkt. Der Verlauf des Eisgangs hängt nun zwar in den einzelnen Wasserläufen von verschiedenartigen Zufälligkeiten ab, vollzieht sich aber in großen Flüssen meist doch mit einer gewissen Regelmäßigkeit, sobald höhere Wasserstände eintreten. Dies ist der Fall beim Beginn des Frühjahrs, indem dann der während des Winters niedergefallene Schnee und das im erstarrten Erdreich gefrorene Wasser schmelzen und gewöhnlich auch noch Regen hinzutritt. Es kommen aber bisweilen auch schon während des Winters beim Umschlag der Witterung und bei nachhaltigen Regengüssen höhere Wasserstände vor, die dann ebenfalls den Eisgang herbeiführen. So findet beispielsweise in der Memel bisweilen während eines einzigen Winters eine wiederholte Bildung und Zerstörung der Eisdecke statt.

Die Art und Weise, in der sich der Eisgang vollzieht, hängt von der vorhandenen Eismenge und von dem schnellen oder langsamen Eintritt der höheren Wasserstände ab. Die Eismenge wird bedingt durch die Höhe des Wasserstandes, bei welchem sich

die Eisdecke gebildet hat. Ist dies bei niedrigem Wasser geschehen und wird die Eisdecke vor ihrem Aufbruch allmählich durch wärmere Temperatur der Luft während des Tages in ihrer Mächtigkeit geschwächt und in ihrer Konsistenz gelockert, der Wasserzufluß aber durch Nachfröste verlangsamt, so ist der Eisgang vergleichsweise am günstigsten, während die Bildung der Eisdecke bei hohem Wasserstande und deren plötzliche Zerstörung in der Regel den Eisgang gefahrdrohend gestalten, da hierbei nicht nur die gröfsere Eismenge, sondern auch die Festigkeit der noch aus sogenanntem Kerneis bestehenden Eismassen und endlich auch der schroffe Wechsel des Wasserstandes nachteilig einwirken.

Während der Eisstand zunächst in den Mündungen der Wasserläufe, woselbst in der Regel die geringste Wassergeschwindigkeit vorhanden ist, insoweit auftritt, als dort die Eisbildung nicht durch den Einfluß des Meeres behindert wird und sodann von der Mündung in der Richtung nach der Quelle vorschreitet, vollzieht sich der Eisgang im allgemeinen in umgekehrter Richtung. Da nämlich das Gefälle der Wasserläufe und ihrer Ufergelände in den oberen Strecken am stärksten ist, gelangt hier auch bei Tauwetter die durch Regen und Schneeschmelze erzeugte Wassermenge am schnellsten in das Bett. Hier erfolgt sonach zuerst die Hebung des Wasserstandes. Infolgedessen wird die Eisdecke nicht nur gehoben, sondern auch von den Ufern abgelöst, daher heftigen Bewegungen ausgesetzt, welche die schon während des Winters durch Ausdehnung und Zusammenziehung des Eises entstandenen Risse und Spalten erweitern, neue bilden und dementsprechend eine Teilung der Eisdecke in gröfsere und kleinere Schollen veranlassen. Unter dem Einflusse der Wassergeschwindigkeit und der durch den gehobenen Wasserspiegel erweiterten Wasserfläche beginnen die Schollen sich insoweit fortzubewegen, als sie eisfreie Lücken vorfinden. Da solche vorzugsweise an den Uferändern vorhanden sind, dringen die Schollen zunächst in diese ein und indem sie dort teils neben-, unter- und übereinander fortschwimmen, teils auch auf die Ufer geschoben werden, entstehen immer mehr eisfreie Flächen, sodafs nach und nach sämtliche Schollen der schon zerstörten Decke an der Bewegung teilnehmen und diese solange fortsetzen, bis sie unterhalb auf die noch nicht zerstörte Eisdecke aufstofsen. Hier sammeln sich dann nach Mafsgabe der Widerstandsfähigkeit dieser Decke gröfsere Eismassen an, welche nach und nach in den verschiedensten Stellungen teils das Flussbett anfüllen, teils sich hoch über die Eisdecke erheben. Hiermit ist die Bildung der Eisversetzung eingeleitet, aus der sich bei der Menge der neu hinzutretenden, in ihrer Bewegung behinderten Schollen sehr bald eine Eisstopfung und eine Beschränkung des zur Wasserabführung erforderlichen Durchflufsprofils entwickelt. Indem sich die so erzeugte Stopfung durch den steten Zutritt neuer Schollen immer mehr erweitert und verdichtet, entsteht eine Anstauung des Wassers und diese nimmt solange zu, bis der Wasserdruck zur Durchbrechung und Beseitigung der Stopfung ausreicht. Die nun gelöste Masse stürzt auf die ihr unterhalb entgegentrete, noch nicht zerstörte Eisdecke, erzeugt dort wieder eine Stopfung und indem sich abwärtsschreitend in ähnlicher Weise die Bildung von Eisstopfungen und deren Zerstörung durch Wasserdruck stetig wiederholen, erreicht der Eisgang in den unteren Strecken der Flüsse und Ströme in der Regel erst längere Zeit nach seinem Beginn in den oberen Strecken den Abschluß. Da der Eisgang vom Eintritt des höheren Wasserstandes und dieser von örtlichen Witterungsverhältnissen abhängt, kann sich auch in irgend einer Strecke der Eisgang zuerst entwickeln und dieser dann nur die unterhalb belegenen Strecken beeinflussen. Dies ist beispielsweise zuweilen in der Memel auf preussischem Gebiete der Fall, indem dort bei plötzlichem Witterungswechsel Eisgang

eintritt, während oberhalb in der russischen Memel — dem Niemen — das Eis noch fest in der Winterlage steht. Auch Unterbrechungen des Eisgangs kommen vor, wenn während der Entwicklung des Eisgangs plötzlich starkes Frostwetter eintritt und dann einzelne Strecken schon eisfrei sind, während andere noch die feste Eisdecke tragen.

Wenngleich die Eisgänge gewöhnlich günstiger verlaufen, als man unter Berücksichtigung der in den Wasserlaufbetten vorhandenen erheblichen Eismassen vermuten sollte, so fehlt es doch nicht an zahlreichen Beispielen, daß durch die bei der Eisbildung und beim Eisgang erzeugten Stopfungen Überschwemmungen gefährlicher Art veranlaßt worden sind. Man ist daher mit Recht bemüht, die Eisgangsgefahren nach Möglichkeit zu mildern. Über die zu diesem Zwecke anzuwendenden Mittel ist das Kapitel „Regulierung der Flüsse“ zu vergleichen.

Zum Schluß möge noch auf die nachstehend angegebenen Mitteilungen über Eisverhältnisse und Eisgänge in verschiedenen Wasserläufen hingewiesen werden.

Tabelle über das Verhalten des Weichselstromes bei den Eisständen und Eisgängen in den Jahren 1809—1856. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 185.

Tolle. Notizen aus der Zeit der Eisstopfung und des hohen Wasserstandes in der Unter-Elbe im Februar 1862. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1863, S. 234.

Die unteren Weichsel-Niederungen und ihre Eisgangsgefahren. Danzig 1877.

Maafs. Über den Eisgang der Elbe. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 175.

Wex. Eisstofs-Katastrophe bei Wien 1880. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.

v. Weber. Die Wasserstraßen Nord-Europas. Leipzig 1881 (Frostverhältnisse und Kurven der Einfrier- und Auftauzeiten in Schweden).

Deutsche Bauz. 1870, S. 16; 1871, S. 111; 1872, S. 22, 30; 1876, S. 69, 141; 1879, S. 502; 1880, S. 8, 31, 42, 49, 62, 176, 352; 1881, S. 107, 189, 570, 587.

Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 49.

Eisgang auf der Weichsel. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 143.

Frühling. Über die Festigkeit des Eises. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 357. Im Auszuge: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 306.

Die Eisbildung. Das Schiff 1886, S. 57.

Anleitung zur Beobachtung der Grundeisbildung. „Das Wetter“ 1888, Novemberheft.

Scheck. Zur Beobachtung der Grundeisbildung. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 64.

Pabst. Eisgang und Hochwasser der Düna 1888, 1889 und 1890. Riga'sche Ind.-Ztg. 1889, S. 38 u. 205; 1890, S. 245.

Eisbildung bei Frankfurt a. M. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 79.

Schmitz. Eisverhältnisse des Rheins 1890/91. Deutsche Bauz. 1891, S. 222.

B. Künstlich hergestellte Wasserläufe.

§ 16. Allgemeine Eigenschaften. Künstliche Wasserläufe, nach Art und Zweck bereits in den §§ 1 und 6 angegeben, sind diejenigen, deren Bett nicht durch die lebendige, erodierende Kraft des Wassers, sondern durch bauliche Anlagen künstlich hergestellt wird. Da bei Anlagen derartiger Wasserläufe Richtung, Gefälle, Abflußprofil und Wassermenge gegeben sind, besteht die Aufgabe darin, das Bett diesen Bedingungen entsprechend zu gestalten. In welcher Weise dies erfolgt, ist in den Kapiteln „Wasserleitungen, Meliorationen und Schiffahrtskanäle“ erörtert, sodaß hier nur auf die Eigenschaften der künstlichen Wasserläufe, welche im wesentlichen mit denjenigen der natürlichen Wasserläufe übereinstimmen, hinzuweisen ist. Der charakteristische Unterschied zwischen natürlichen und künstlichen Wasserläufen besteht darin, daß letztere, da sie den gegebenen Verhältnissen soweit als thunlich angepaßt sind, zu Unregelmäßigkeiten, welche durch die Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe, sowie durch den Angriff

auf das Bett hervorgerufen werden, in viel geringerem Grade Veranlassung geben, als dies bei natürlichen Wasserläufen der Fall ist.

Die Speisung der letzteren erfolgt durch natürliche Gewässer in dem Maße des jedesmaligen Wasserbedarfs, falls diese Menge überhaupt zur Verfügung steht. Zur Ableitung des Speisewassers nach dem künstlichen Wasserlauf, sowie zur Regulierung der Zuflußmenge dient meist eine in der Abzweigung angelegte, mit Schutzvorrichtungen versehene Schleuse. Es kommen jedoch auch schleusenfreie, künstlich hergestellte Wasserläufe, beispielsweise zur Umgehung von Flufsschnellen oder zur Abführung eines Teils der Hochwassermenge natürlicher Wasserläufe und auch bei Durchstichen der letzteren vor, bei denen die Speisewassermenge dann von den Wasserständen der Speiser und deren Wassermenge abhängt. Solche Wasserläufe stehen indessen den natürlichen sehr nahe, weil sie den gleichen Einflüssen, wie diese unterliegen und auch deren Eigenschaften annehmen.

Je nach Art und Zweck des künstlichen Wasserlaufs und je nach den von demselben zu erfüllenden Bedingungen tritt auch hier ein Wechsel des Wasserstandes und der Wassermenge innerhalb gewisser Grenzen ein. Auch bedingt der Abfluß des Wassers Gefälle und Geschwindigkeit, Faktoren, welche in der Regel derartig bemessen sind, daß das Bett durch den Angriff des fließenden Wassers keine wesentlichen Änderungen erleidet. Dieserhalb entstehen in künstlichen Wasserläufen auch nur wenig Sinkstoffe, doch werden solche mehr oder weniger von den Gewässern, welchen die Speisung obliegt, zugeführt. Meist handelt es sich hierbei nur um feinere Stoffe, wie Schlick, Schlamm, Sand und Kies, durch deren Ablagerung ebenfalls gewisse nachteilige Änderungen in der Bettgestaltung veranlaßt werden können. Endlich unterliegen künstliche Wasserläufe, soweit sie nicht vor Eintritt des Frostes trockengelegt werden, dem Eisstand und dem Eisgang, deren Entwicklung zwar dem der natürlichen Wasserläufe im allgemeinen entspricht, im besonderen aber von dem Grade der Geschwindigkeit des Wassers und sonstigen örtlichen Verhältnissen abhängig ist. Während sich bei geringer Geschwindigkeit die Wasseroberfläche mit einer Eisdecke nahezu wie auf stehenden Gewässern bedeckt, bildet sich bei stärkerer Geschwindigkeit des Wassers, ähnlich wie auf natürlichen Wasserläufen, eine mehr oder weniger unregelmäßige Eisdecke. Der Eisgang ist in der Regel ungefährlich, weil er sich gleichmäßiger vollzieht, und zu seiner Entwicklung längere Zeit erfordert. Dieserhalb und wegen der schnelleren Bildung der Eisdecke sind künstliche Wasserläufe, was besonders bei Schiffahrtskanälen nachteilig ist, längere Zeit durch Eis gesperrt, als natürliche.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über die Binnengewässer ist zum Teil schon im Text angegeben.

Nachrichten über die Ströme des preussischen Staats. Zeitschr. f. Bauw. 1) Der Rheinstrom. 1856, S. 307. 2) Der Weserstrom. 1857, S. 141. 3) Der Elbstrom. 1859, S. 181. 4) Der Memelstrom. 1861, S. 155. 5) Der Weichselstrom. 1862, S. 21. 6) Der Oderstrom. 1864, S. 367. 7) Der Pregel mit seinen Neben- und Ausflüssen in das kurische und frische Haff. 1870, S. 39.

Belgrand. La Seine. Etudes hydrologiques. Régime de la pluie, des sources, des eaux courantes. Application à l'agriculture. Paris 1857.

Lahmeyer. Über die Konsumtions-Verhältnisse der Weser, Elbe und Ems und deren Nebenflüsse bei den niedrigsten und höchsten Wasserständen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 229.

Roeder. Die Loire und ihre Wasserverhältnisse. Zeitschr. f. Bauw. 1867, S. 377. (Auch im Buchhandel erschienen. Berlin 1867.)

- Hydrographie des Amazonenstromes in Südamerika. Allg. Bauz. 1867, S. 87.
- Brabant. Note sur la propriété du lit des cours d'eau naturels, fleuves et rivières navigables, flottables ou non et ruisseaux. Ann. des ponts et chaussées 1867, 1. Sem., S. 148.
- Becker, C. Zur Kenntnis der Oder und ihres Flächengebietes. Berlin 1868.
- Gefälle und Geschwindigkeiten des Rheins. Deutsche Bauz. 1869, S. 200.
- Statistische Notizen über die Erfolge des Flußbaues in Bayern. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 67.
- Grebenau. Strombereitung der sächsischen Elbe. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 56.
- Harlacher, R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Bl. 1871, S. 81; 1872, S. 137; 1874, S. 168.
- Sasse. Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der französisch-bayerischen Grenze bis Germersheim. Deutsche Bauz. 1871, S. 383.
- Die schweizerischen See- und Flußbeobachtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 313.
- Wagner, v. Über Erhaltung normaler Flußquerprofile. Deutsche Bauz. 1872, S. 390.
- Thomé de Gumond. Mémoire sur le régime des eaux courantes en France. Nouv. ann. de la constr. 1873, S. 63.
- Grebenau, H. Die Flußverhältnisse des Oberrheins von Straßburg abwärts bis Lauterburg und Maxau. Deutsche Bauz. 1873, S. 283.
- Costa de Bastelica, M. Les torrents, leurs lois, leurs causes, leurs effets; moyens des les réprimer et de les utiliser; leur action géologique universelle. Paris 1874.
- Revy, J. J. Hydraulics of Great Rivers. The Parana, the Uruguay, and the La Plata Estuary. London 1874.
- Rousseau, Th. Etude générale sur le régime des cours d'eau du département de l'Aude. Toulouse 1876.
- Kleitz. Über die nicht permanente Bewegung des Wassers, insbesondere über das Fortschreiten einer Anschwellung bei Flüssen. Ann. des ponts et chaussées 1877. Aug. S. 133.
- Stienecker. Über die praktischen Resultate der seit 1873 im Rhein und seinen Nebenarmen ausgeführten Geschwindigkeitsmessungen. Tijdschr. van het kon. inst. van ing. 18⁸⁰/₈₁, S. 273.
- Harlacher. Messungen in der Elbe und Donau. Leipzig 1881.
- Wagner. Wasserkultur. Bremerhafen 1881.
- Belpaire. La marche des crues. Gand 1881.
- Riedel. Wasserverhältnisse in Schlesien. Wien 1881.
- Rapp-Lavale. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883.
- Lechalas. Hydraulique fluviale. Paris 1884.
- Schmidt. Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen in Bayern. München 1884.
- Martiny, Schlichting, Wernekinck. Hydrotechnisches Gutachten, betreffend die Regulierung des Weichselstroms. Danzig 1885.
- v. Hohenburger. Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer. Leipzig 1886.
- N. H. Henket u. andere. Waterbouwkunde. XIII. Afd. Waterstaatskundige Beschrijving van Nederland. Haag 1887.
- Denkschrift über die Ströme: Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser, Rhein. Berlin 1888. (Nicht im Buchhandel.)
- Der Wasserbau in den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern, herausgegeben von der obersten Baubehörde. 6 Abteilungen. München 1888.
- Willgerodt. Schiffsverkehrsverhältnisse des Rheins. Straßburg 1888.
- Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden. Berlin 1889.
- v. Lorenz-Liburnau. Die Donau, ihre Strömungen und Ablagerungen. Wien 1890.
- Möller, M. Über Wasserbewegung im Strome und Gestaltung der Flußsohle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.
- v. Wex. Periodische Meeresanschwellungen. Wien 1891.
- Jahresbericht des Centralbureaus für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden für die Jahre 1883—1891. Karlsruhe.

Zweiter Abschnitt.

Geodätische und hydrometrische Ermittlungen.

§ 17. **Allgemeines.** Nachdem in Kap. I und im ersten Abschnitt dieses Kapitels die Mafsnahmen zur Ermittlung der meteorologischen, geologischen und klimatischen Beschaffenheit bei wasserbaulichen Anlagen in Betracht kommender Niederschlagsgebiete, sowie der hiervon abhängigen Speisewassermenge, des Verhaltens der Sinkstoffe in den Gewässern, der Veränderung der Betten derselben, der Eisbildung und des Eisgangs im allgemeinen dargelegt worden sind, sollen hier die in Binnengewässern anzustellenden geodätischen und hydrometrischen Ermittlungen näher erörtert werden. Die ersteren umfassen Aufnahme und bildliche Darstellung der äufseren und inneren Gestaltung der Gewässer, also Anfertigung von Lageplänen, Längen- und Querprofilen, die hydrometrischen Ermittlungen dagegen Wasserstandsbeobachtungen, Wassergeschwindigkeitsmessungen und Wassermengen-Ermittlungen.

I. Geodätische Ermittlungen.

§ 18. **Lageplan.** Der Lageplan giebt ein mafsstablich dargestelltes Bild der Horizontalprojektion der Binnengewässer und deren Umgebung in solcher Ausdehnung, dafs sich die nach dem Zweck der wasserbaulichen Anlagen in Frage kommenden örtlichen Verhältnisse, soweit dies der Mafsstab des Lageplans unbeschadet seiner Übersichtlichkeit gestattet, beurteilen lassen. Lagepläne der einzelnen Arten der Gewässer werden ganz allgemein „Karten“ genannt und hierbei Übersichts-, Strecken- und Einzelkarten unterschieden (General-, Spezial- und Detailkarten).

a. **Übersichtskarten** umfassen in der Regel das gesamte der Überschwemmung ausgesetzte Niederungsgebiet der betreffenden Gewässer bis über die nach sicheren Marken an Gebäuden u. s. w. ermittelten und in den Karten einzutragenden Grenzl意思ien der Überschwemmungen hinaus. Der Mafsstab richtet sich nach der Gröfse des Gebiets und wird demgemäfs gewöhnlich zwischen 1:10 000 und 1:100 000 gewählt. Vom Mafsstab hängt es ab, inwieweit die unter b. genannten Gegenstände in den Karten zur Darstellung gelangen können. Aufser diesen Übersichtskarten finden zu wasserbaulichen Zwecken auch noch hydrographische, orographische, geologische und Niederschlags-Karten Verwendung, deren Herstellung indessen nicht zu den hier zu behandelnden Vorarbeiten gehört.

Als vorbildliche Übersichtskarten sind zu nennen:

Karte des Rheinstroms im Königreich Preussen (1:20 000), herausgegeben vom Ministerium für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten. Berlin 1879.

Waterstaatskarte des Königreichs der Niederlande (1:50 000) s. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 8.
Der Rhein von der elsässischen bis zur hessischen Grenze (1:50 000), in: Der Wasserbau in den Flüssen des Königreichs Bayern, herausgegeben von der obersten Baubehörde. München 1886/87.

Rheinstromkarte des Großherz. badischen Centralbureaus für Meteorologie u. Hydrographie 1889 (1:100 000).

Vergl. auch: Regeln zur Herstellung hydrographischer Karten. Deutsche Bauz. 1884, S. 411, und Stecher. Darstellung der Flächen von Fluß-Sammelgebieten. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 70.

b. **Streckenkarten** erhalten gewöhnlich den Mafsstab von 1:2500 bis 1:5000. In dieselben sind die Gewässer mit mehr oder weniger ausgedehnten Flächen des Überschwemmungsgebiets und mit allen darin belegenden, für wasserbauliche Anlagen wichtigen Gegen-

ständen übersichtlich und deutlich darzustellen. Bei eingedeichten Niederungen schließt die Karte oft schon mit den Hochwasserdeichen oder etwa 500 m hinter denselben ab. Bei den der Strömung unterliegenden Gewässern ist die Stromrinne, auch Thalweg genannt, durch punktierte Linien zu bezeichnen, vergleiche die Lagepläne des Donauhollers oberhalb Grein T. III, F. 1, 2 u. 5. Gewöhnlich entspricht die Richtung der Strömung, von links nach rechts laufend, der Schrift auf den Karten. Außer den Gewässern sind insbesondere noch einzutragen die Flur- und Grundstücksgrenzen, Ortschaften, Wirtschaftshöfe, Verkehrsstraßen und Feldwege, Deiche, Dämme, Ent- und Bewässerungskanäle, Seitenzuflüsse, Bäche, Gräben, Teiche, Altwasserbetten, Siele, Schleusen, Stauwerke, Mühlen, Leinpfade, Kilometermarken, Pegel, Brücken, Fähren, Landeplätze, Schiffsbauanlagen, Bühnen, Parallelwerke, Uferdeckwerke, Bohlwerke, Kaimauern, Molen, Sperrdämme (Coupierungen), Pflanzungen, Vorländer, Anlandungen (Alluvionen), Inseln, auch zeitweise über dem Wasser hervorragende Sinkstoffbänke und Felsen. Ferner ist die Richtung des magnetischen Nordens anzugeben. Bezüglich der örtlichen Aufnahme der bei den Karten in Betracht kommenden Gebiete sei hier nur bemerkt, daß dieselbe zur Ermittlung der Lage und Gestaltung der Ufer größerer Wasserläufe durch trigonometrische und geometrische Messungen erfolgt, indem man auf beiden Ufern Standlinien wählt, diese durch Stangen in den Kreuzungspunkten festlegt, deren Lage durch ein Netz von Dreiecken mit Theodolit, in einfachen Fällen auch mit Bussole oder Meßtisch, bestimmt und die Entfernung der Ufer von den Standlinien durch geometrische Messung der rechtwinklig zu den letzteren liegenden Ordinaten ermittelt. Die Aufnahme wird meist bei einem niedrigen Wasserstande begonnen und dieser, auf den benachbarten Hauptpegel bezogen, auf den Karten vermerkt. Ändert sich während der Aufnahme dieser Wasserstand, wie bei Wasserläufen oft der Fall ist, so sind die dann ermittelten Messungsergebnisse nach jenem Wasserstande zu berichtigen. Die Wassertiefen werden entweder durch eingezeichnete Querprofile (T. VI, F. 1) oder durch Horizontalkurven unter Abtönung mit blauer Farbe (T. V, F. 1 u. 2) oder auch unter Beifügung der auf Niedrigwasser bezogenen Tiefenzahlen (T. V, F. 1 u. T. VI, F. 2) dargestellt. Da indessen die Tiefen nicht unverändert bleiben, vielmehr nach dem Grade der Sinkstoffbewegung einer häufigen Änderung unterliegen, empfiehlt es sich, von Eintragung derselben in Übersichts- und Streckenkarten Abstand zu nehmen (T. III, F. 4).⁷⁵⁾

c. Einzelkarten sind bei Aufstellung von Entwürfen für wasserbauliche Anlagen entweder nach den Streckenkarten oder durch besondere örtliche Aufnahme anzufertigen und zwar in einem Maßstabe (1:500 bis 1:1000), welcher die Eintragung der Bauwerke in ihren wesentlichen Linien, auch der oben genannten Standlinien auf den Ufern und

⁷⁵⁾ Näheres über Flußvermessungen ist zu entnehmen aus:

Bestimmungen über den Anschluß der Spezialvermessungen an die trigonometrische Landesvermessung. Laut Beschluß des Central-Direktoriums der Vermessungen im preussischen Staate vom 29. Dez. 1879. Berlin 1880.

Anweisung vom 25. Okt. 1881 für das Verfahren bei Erneuerung der Karten und Bücher des Grundsteuer-Katasters. Erlassen vom Kgl. preussischen Finanzminister. Berlin 1882.

Anweisung vom 25. Okt. 1881 für die trigonometrischen und polygonometrischen Arbeiten bei Erneuerung der Karten und Bücher des Grundsteuer-Katasters. Berlin 1882.

Allgemeine Normen für die Herstellung hydrographischer Karten und Profile. Zeitschrift für Vermessungswesen 1885, S. 353.

Bestimmungen über die Anwendung gleichmäßiger Signaturen für topographische und geometrische Karten, Pläne und Risse. Erlassen vom Central-Direktorium der Vermessungen im preussischen Staate. Berlin 1888.

Musterblätter für topographische Arbeiten (1:25 000). Nach den Vorschriften der Kgl. preussischen Landesaufnahme. Berlin 1888.

der Wassertiefen gestattet. Letztere sind hier sowohl zur Bestimmung der Abmessungen der Bauwerke, als auch zur späteren Feststellung der durch den Bau bewirkten Veränderungen des Bettes unentbehrlich. Die Längen- und Breitenausdehnung der Einzelkarten hängt von dem besonderen Zweck derselben ab.

§ 19. Längenprofil. Längenprofil ist eine Darstellung der Abwicklung einer das Wasserbett in der Längenrichtung lotrecht durchschneidenden Fläche, in welcher sowohl die Ufer-, Wasserspiegel- und Sohlenlinien des Bettes, als auch die Höhenlage aller wichtigen zu demselben in Beziehung stehenden Gegenstände auf Grund nivellitischer Ermittlung zur Eintragung gelangen. Auch hier nimmt man das Quellgebiet links, das Mündungsgebiet rechts liegend an, sodafs im Längenprofil das linke Ufer erscheint. Soll auch das rechte Ufer angegeben werden, so ist dies durch Farbenton zu unterscheiden. Bei Wasserläufen stellt der Wasserspiegel im Längenprofil gegen den Horizont geneigte Linien, das Gefälle, dar. Notwendig ist die Eintragung aller Festpunkte, an welche das Längenprofil angeschlossen wird, sowie die Höhenlage aller das Gewässer beeinflussenden wichtigen Gegenstände, wie Nullpunkte der Pegel, Drempele und Fachbäume von Schleusen und Sielen, Wehrrücken, Brücken bezüglich der Unterkanten und der Scheitel der Oberbaukonstruktionen, Leinpfade, Bohlwerke, Kaimauern, Gebäude und Kronen der Hochwasser- und Sommerdeiche. Die größte Sorgfalt erfordert die Ermittlung der Gefällelinien des Wasserspiegels bei Niedrig-, Mittel- und Hochwasser. Bei Wasserläufen, in denen sich in der Regel das Gefälle mit dem Wasserstande ändert, wird es notwendig, vor Beginn der Nivellementsarbeiten, soweit als thunlich den Eintritt von Beharrungszuständen, in denen in gleichen Zeiten gleiche Wassermengen abgeführt werden, abzuwarten und nunmehr die Höhenlage des Wasserspiegels an beiden Ufern durch Marken in den Messungspunkten festzustellen. Letztere liegen gewöhnlich in Entfernungen von 200 bis 500 m, wenn nicht Stromschnellen, Mündungen von Nebenflüssen, Bauwerke oder sonstige örtliche Verhältnisse geringere Entfernungen bedingen. Die Bezeichnung der Wasserspiegelhöhe erfolgt durch Kopfpfähle, die an den durch gröfsere Pfähle bezeichneten Messungsstellen am Uferrande bis zum Wasserspiegel eingeschlagen werden. Dies kann mit Hilfe einer großen Zahl von Arbeitern nach vereinbarten Signalen für längere Strecken gleichzeitig oder auch, wenn dies nicht durchführbar ist, in Zeiträumen geschehen, die nach der Stromgeschwindigkeit zu bemessen sind. In letzterem Falle genügen zum Einschlagen der Kopfpfähle für die Einzelstrecken wenige Arbeiter, wenn diese mit der Stromgeschwindigkeit thalwärts fortschreiten. (Vergl. auch Zeitschr. des bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 29.) Durch Einwiegen der Kopfpfähle mit zuverlässigen Nivellierinstrumenten erhält man die Gefällelinien im Wasserspiegel an beiden Ufern für den betreffenden Wasserstand. Diese Gefällelinien stimmen vielfach nicht überein, indem der Wasserspiegel am konkaven Ufer infolge der nach demselben gerichteten Strömung höher ansteigt, als am konvexen Ufer. In dem Längenprofil der Eger bei Warta (T. V, F. 3) sind die Höhenunterschiede nachgewiesen und danach von dem Radius der Krümmungen abhängig. Am erheblichsten sind sie in der starken Krümmung am rechten Ufer in Station 12 und 13, wesentlich geringer in den flachen Krümmungen am linken Ufer in Station 0 bis 4 und 21 bis 24.

Die Gefällelinie des Wasserspiegels der Stromrinne, nach der sich von den Ufern aus in der Regel ein geringes Quergefälle entwickelt, läfst sich nicht durch Nivellement finden. Man erlangt sie durch Mittelung der Gefällelinien an beiden Ufern, jedoch nur annähernd, da die genaue Form der Wasserspiegellinie im Querprofil von Wasser-

läufen noch unbekannt ist, wenn sie auch im allgemeinen als eine konkave Linie, deren tiefster Punkt in der Stromrinne liegt, angenommen werden darf, da die Ufer ein Heben des Wasserspiegels veranlassen. Unter diesen Umständen begnügt man sich bei Feststellung der Gefällelinien häufig mit dem Nivellement der Wasserspiegelhöhen an nur einem Ufer und ermittelt diese für verschiedene Wasserstände, und zwar zur Zeit des Niedrig-, Mittel- und Hochwasserstandes. Gewöhnlich zeigt die Gefällelinie für Niedrigwasser den Wechsel des Gefälles am deutlichsten, während sich bei Mittelwasser und ganz besonders bei Hochwasser die Gefällelinien mehr und mehr ausgleichen, wie beispielsweise bei Überfallwehren leicht beobachtet werden kann. Aus dem Vorstehenden ergibt sich die Schwierigkeit der Ermittlung genauer Gefällelinien um so mehr, als sich sehr geringe Höhenunterschiede auch mit den zuverlässigsten Nivellierinstrumenten nicht genau feststellen lassen.

Die Gefällelinie für Hochwasser wird außerdem noch durch Änderung der Strömungsrichtung beeinflusst, indem das Hochwasser die in den Konvexen abgelagerten Sinkstoffbänke überflutet und dann teilweise die Linie des stärksten Gefälles verfolgt. Meist läßt sich die Hochwasserlinie nur nach verhältnismäßig wenigen Punkten bestimmen, weil der Feststellung des Wasserstandes Hindernisse mannigfacher Art entgegentreten. Dieserhalb sowohl, als auch wegen der meist unregelmäßigen Gestaltung des Überschwemmungsgebiets und der stauerzeugenden Hindernisse daselbst, ist die Genauigkeit der Hochwasser-Gefällelinie im Längenprofil von Wasserläufen relativ am geringsten.

Was endlich die Höhenlage der Sohle der Gewässer betrifft, so erfolgt deren Ermittlung nicht durch Nivellement, sondern nur durch Messung der Wassertiefen bei Wasserständen, die denjenigen des Längenprofils entsprechen. Diese Tiefen werden in der Regel aus den Querprofilen (vergl. § 20) entnommen und beziehen sich bei Wasserläufen auf die Thalweg- oder Stromrinnensohle, unterliegen daher wie diese stetiger Veränderung. Über unmittelbare Messung der Lage dieser Sohle vergl. § 20 unter e. (selbstthätige Peilapparate).

Sämtliche Höhen des Längenprofils werden jetzt allgemein in Deutschland auf Normal-Null (Nullpunkt des Amsterdamer Pegels), gewöhnlich durch N. N. bezeichnet, bezogen. Für Preußen liegt der auf N. N. bezogene Normal-Höhenpunkt (N. H. P.) in der Sternwarte zu Berlin. Über die Höhenlage desselben, sowie über diejenige von Normal-Null ist folgendes zu bemerken:

Der Nullpunkt des Amsterdamer Pegels entspricht nicht ganz der aus Ebbe und Flut berechneten mittleren Höhe der Nordsee, sondern der mittleren Höhe der Wiesen um Amsterdam. Neuere Messungen, die mehrere Jahre hindurch am Helder angestellt wurden, ergaben, daß der bezeichnete Nullpunkt 330 mm höher als die mittlere Meereshöhe und 144 mm über dem Mittelwasser der Süder-See liegt. — Das von der niederländischen Regierung zur Ausführung gebrachte Präzisionsnivellement vom Amsterdamer Pegel nach den deutschen Nivellements-Festpunkten an der niederländischen Grenze bei Nordhorn und Nieuwe-Schanz (1875—1876) erzielte folgende Höhenangaben: Amsterdamer Mittelwasser = 3,369 m über dem Pegel zu Neufahrwasser = 0,155 m unter dem Mittelwasser daselbst = 0,121 m unter dem Mittelwasser zu Swinemünde.

Seitens des Königl. preuß. geodätischen Instituts ist die Höhe des Normal-Höhenpunktes für Preußen zu + 37,056 m über dem Mittelwasser der Ostsee bei Swinemünde (vergl. Gradmessungs-Nivellement zwischen Swinemünde und Konstanz. Berlin 1882, S. 37) und die Höhe des Nullpunktes des Amsterdamer Pegels über demselben Mittelwasser zu + 0,242 (vergl. Gradmessungs-Nivellement zwischen Swinemünde und Amsterdam.

Berlin 1883, S. 41) ermittelt worden, sodafs hiernach im System des geodätischen Instituts der Normal-Höhenpunkt 36,814 m über Normal-Null liegt, während er nach den Ermittlungen der trigonometrischen Abteilung der Landesaufnahme 37,0 m über Normal-Null liegt (vergl. Der Normal-Höhenpunkt für das Königreich Preußen an der Königl. Sternwarte zu Berlin. Berlin 1879, S. 8 u. 13). Zwischen beiden Angaben besteht also zur Zeit noch eine Differenz von 0,186 m.

Dagegen liegt nach der Veröffentlichung des Königl. preufs. geodätischen Instituts, Berlin 1890, das Mittelwasser der Ostsee bei Swinemünde, abgeleitet aus der 78jährigen Beobachtungsperiode 1811/88, 0,0531 m unter N. N. im Systeme des geodätischen Instituts und 0,0659 m unter N. N. im Systeme der Landesaufnahme, indem für alle Swinemünder Festpunkte den Höhen über N. N. im Systeme des geodätischen Instituts bei ihrer Zurückführung auf Höhen über N. N. im Systeme der Landesaufnahme der Wert — 12,8 mm hinzuzufügen ist.

Nach der zuletzt angegebenen Veröffentlichung des geodätischen Instituts, S. 38, ist die Unveränderlichkeit der relativen Höhenlage der Küste gegen die Ostsee für die Beobachtungsperiode von 1811 bis 1888 als erwiesen anzusehen. Auch weichen die Mittelwasser einer grossen Zahl von Beobachtungsstationen an der Ostsee, dem atlantischen Ozean, dem mittelländischen und adriatischen Meer in ihrer Höhenlage nach den neuesten Untersuchungen nur um einige Centimeter ab (vergl. Verhandlungen der vom 15.—21. Sept. 1890 zu Freiburg i. B. abgehaltenen Konferenz der permanenten Kommission der internationalen Erdmessung. Berlin 1891). Die Änderungen zwischen den älteren und neueren Angaben beruhen zum Teil auf Messungsfehlern, zum Teil darauf, dafs der Einflufs der Abplattung der Erde bei den früheren Berechnungen vernachlässigt worden war. (So beträgt z. B. diese Reduktion für die Linie Alicante-Santander in Spanien 0,34 m, sodafs die früher zu 0,64 m angenommene Depression des Mittelmeeres auf 0,30 m vermindert wird.)

Der Längenmafsstab des Längenprofils entspricht dem der zugehörigen Übersichts- und Streckenkarten, der Höhenmafsstab ist um das 10- bis 30fache gröfser. Die Darstellung der Längenprofile ergibt sich aus den in T. V, F. 4 u. 5 enthaltenen Längenprofilen von Strecken der Weser und des Neckars.⁷⁶⁾

§ 20. Querprofil. Ein Querprofil ist die graphische Darstellung einer das Wasserbett annähernd normal zu seiner Längenrichtung lotrecht durchschneidenden Ebene, welche oben von der Wasserspiegellinie und im übrigen von der unregelmässigen Linie des Bettes begrenzt wird. Die Darstellung des Querprofils erfolgt auf Grund von Breiten- und Tiefenmessungen, sowie bezüglich der Höhenlage der Ufer und wichtigen Gegenstände daselbst auf Grund nivellitischer Ermittlung derartig, dafs in der Zeichnung das rechte Ufer rechts, das linke Ufer links erscheint.

Die Aufnahme der Querprofile geschieht nicht in regelmässigen Abständen, wie bei Strafsen und Eisenbahnen, sondern man richtet sich hierbei nach der Beschaffenheit des Wasserlaufes. In der Regel beträgt die Entfernung der Querprofile das ein- bis zweifache der Breite des Bettes. Der Abstand kann in geraden Strecken gröfser als in Krümmungen gewählt werden. Man legt ferner unabhängig hiervon Querprofile an die tiefsten und seichtesten, an die breitesten und engsten Stellen.

Die Messungen erfolgen zweckmässig bei niedrigen, vielfach indessen auch bei mittleren Wasserständen, doch sind sämtliche zusammengehörige Querprofile auf einen bestimmten, näher anzugebenden Wasserstand zu beziehen und demgemäss die Ergebnisse von Messungen bei anderen Wasserständen zu berichtigen. Als Mafsstab empfiehlt sich zur Auftragung der Querprofile, welche zu Bauzwecken und zur Eintragung von

⁷⁶⁾ Wegen der in Preußen vorgeschriebenen Darstellung der Längenprofile vergl. Bestimmungen über die Anwendung gleichmässiger Signaturen für topographische und geometrische Karten, Pläne und Risse, Berlin 1880, Taf. VIII.

Bauwerken dienen sollen, für die Längen 1:500 bis 1:1000, für die Tiefen 1:50 bis 1:100, während für Übersichts-Querprofile der Maßstab für die Längen von 1:5000 und für die Tiefen von 1:500 genügt, im übrigen aber von dem Maßstab der Karten abhängig ist.

Die Breite des Wasserlaufes im Querprofil wird durch Peilleine, oder durch Baaken und Winkelmessinstrumente, die Wassertiefe von einem Kahn aus durch Peilstange oder Peillot in zahlreichen Punkten des Querprofils gemessen. Gebräuchlich ist die Tiefenmessung in Entfernungen von 5 m, wobei sich eine genügende Kenntnis der Gestaltung der Bettsohle erlangen läßt. In sehr breiten Gewässern begnügt man sich mit weniger Messungspunkten je nach dem besonderen Zweck der Profile und je nach den Schwierigkeiten der Messung.

a. Peilleine. Die Peilleine, entweder ein 1—1½ cm starkes Hanf- oder ein 4—6 mm starkes Drahttau von verzinktem Eisen oder Gufsstahl, wird in Entfernungen von je 5 m mit Bandstreifen von Tuch oder Leder, bezw. mit Drahtumwicklung versehen. Das Hanftau dehnt sich im Laufe der Zeit und verkürzt sich, sobald die Leine bei den Messungen in das Wasser eintaucht, sodafs die Längenmaße ungenau sind, um so mehr, als die Peilleine nicht derartig angezogen werden kann, dafs sie geradlinig liegt. Man verwendet sie zu Peilungen bei Flüssen von mäfsiger Breite, indem man sie zunächst auf einem Ufer an eingeschlagene Buhnenpfähle befestigt, im übrigen aber unter entsprechender Abwicklung in einem zur Peilung zu verwendenden Kahne nach dem anderen Ufer führt und sie nun dort, ebenfalls um Pfähle gewunden, solange anzieht, bis sie sich schwebend über dem Wasserspiegel erhält. Dient ein Drahttau als Peilleine, so erfolgt ihre Befestigung auf den Ufern durch Anker oder eiserne Pfähle und das Anziehen durch ein Getriebe, welches eine Windtrommel zur Auf- und Abwicklung des Taus in Drehung versetzt, vergl. Erbstein. Peilwinde. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 202. Bei breiten Gewässern bedarf die Peilleine zur Beschränkung ihrer Eintauchung der Unterstützung durch verankerte Schiffsgefäße, und bei lebhafter Schifffahrt zwingen Rücksichten auf Freihaltung einer Durchfahrtsöffnung, die Aufnahme der Querprofile in Abschnitten vorzunehmen.

Bei den Peilungen im Rhein (vergl. Zeitschr. für Bauwesen 1884, S. 39) wird ein Drahttau von 4,9 mm Durchmesser verwendet, dasselbe ist aus 49 verzinkten Gufstahldrähten von 0,55 mm Stärke, von denen je 7 zu einer Litze vereinigt sind, hergestellt und besitzt eine absolute Festigkeit von 1000 kg. Mit Rücksicht auf Ausdehnung bei längerem Gebrauch sind die durch Umwicklung, abwechselnd von Kupfer- und Messingdraht, hergestellten Marken in Entfernungen von 4,975 m anstatt von 5 m angeordnet. Das Anziehen des Taus erfolgt auf den zur Unterstützung dienenden Kähnen durch je zwei Bockwinden, auch wird außerdem noch zu den Peilungen ein Dampfboot verwendet. Vergl. auch Schrader. Drahtseil-Peilung. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, Heft 3.

b. Baaken. In Fällen, bei denen die Verwendung der Peilleine ausgeschlossen ist, bezeichnet man die Messungspunkte durch Tonnen oder Baaken, verankert diese in der Richtung des Querprofils und bestimmt ihre örtliche Lage durch Einvisieren vom Ufer aus, oder ermittelt den Ort des zum Peilen benutzten Kahnes im Augenblick der Messung für jeden einzelnen Messungspunkt durch zwei Winkelinstrumente von verschiedenen Punkten des Ufers aus gleichzeitig.

Das Einvisieren der Meßpunkte und das Festlegen der Profillinie kann in verschiedener Weise geschehen. Man kann die Linie MN (Fig. 12) zunächst im Strome ausbaaken und alsdann auf einem der beiden Ufer die dazu parallele Gerade $M'N'$ abstecken. Nun stellt man mittels eines Winkelinstrumentes den Winkel fest, den die Visur $M'M'$ oder $N'N'$ mit $M'N'$ bildet. Unter Beibehaltung dieses Winkels visiert man die übrigen Punkte auf dem Ufer ein.

Fig. 12.

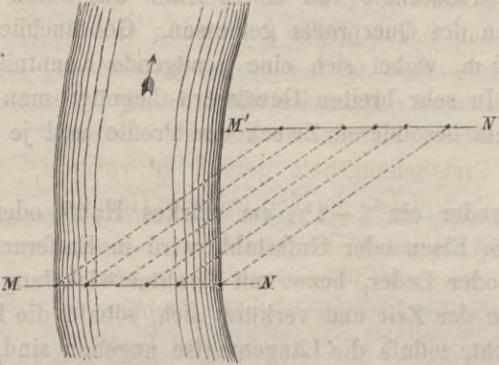
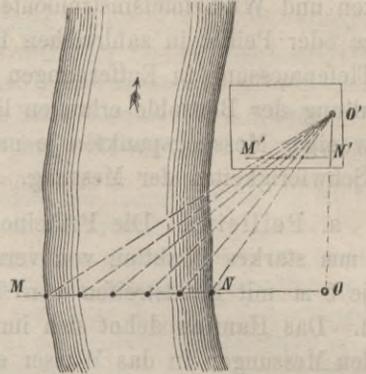


Fig. 13.



Am vorteilhaftesten ist es, den Meßtisch zu benutzen. Man baakt zuerst die Profillinie MN (Fig. 13) auf dem Strome aus und setzt sie (etwa bis O) auf einem der Ufer fort. Alsdann wählt man einen geeigneten Beobachtungspunkt O' so, daß man die Vermessungsbasis OO' genau genug messen kann, stellt den Meßtisch in O auf, zieht die Visuren OM und OO' , trägt hierauf die Länge $N'O'$ ($= OO'$ in dem betreffenden Maßstabe) ein und stellt schließlich den Tisch in O' auf. Nun orientiert man ihn nach O und kann alsdann die Visuren nach MN und den übrigen Peilstellen ziehen. Von einem Beobachtungspunkt aus lassen sich mehrere Querprofile aufnehmen.

Statt des Meßtisches kann man auch einen in O' aufgestellten Theodoliten anwenden. Der Beobachter daselbst hat die Winkel zu messen, welche die Visuren nach den einzelnen Punkten des Querprofils mit der Basis OO' bilden. Selbstredend muß auch in O der Winkel gemessen werden, den die Basis OO' mit der Querprofilinie MN einschließt.

Das Ausbaaken der Profillinie MN (Fig. 14) ist zwar umständlich, aber genau. Man kann einfacher auch in der Weise verfahren, daß man MN noch auf den beiden Ufern fortsetzt — etwa bis nach P und O hin — und daß man bei der Tiefenmessung den Peilkahn durch Rückwärtseinvisieren über MP oder NO in die Ebene des Querprofils einstellt, so wird auf dem Kahn während der Peilung ein Zeichen gegeben und der betreffende Profilmittel mittels Meßtisch oder Theodolit einvisiert.

Fig. 14.

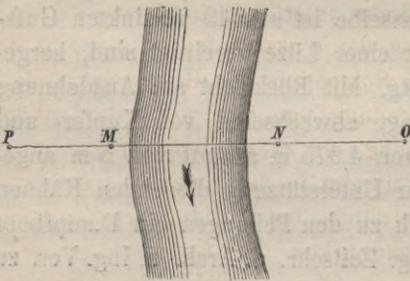
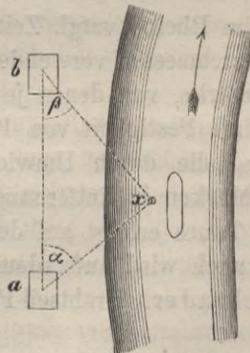


Fig. 15.



wurde eine Basis von 120 bis 300 m Länge am Ufer abgesteckt. An jedem Ende derselben stand ein Beobachter mit einem Theodoliten. Der Eine brachte das Fernrohr seines Instrumentes in die Richtung des aufzunehmenden Querprofils. Der Andere, am oberhalb belegenen Endpunkte der Basis stehend, verfolgte mit seinem Fernrohr das zum Peilen dienende Boot und las, wenn die Tiefenmessung vorgenommen wurde, den Winkel α , welchen die Visur nach dem Boote mit der Basis einschloß.

In ähnlicher Weise ist auch der von C. Post konstruierte „Hydrograph“ zu verwenden. Es ist dies ein verbesserter Meßtisch mit leicht zu regulierender und schnell festzulegender Kippregel. Zur Bestimmung der örtlichen Lage des Bootes bzw. des Punktes x , Fig. 15, dienen zwei Hydrographen a und

b, welche gleichzeitig im Moment der Peilung die Winkel α und β einschneiden. Das Verfahren gestattet eine schnelle, billige und genaue Ausführung der Peilungen, ohne Behinderung der Schifffahrt. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 147—158.

An den Mündungen der Flüsse in das Meer nimmt man die Querprofile mit Kompaß, Sextant und Log auf.

c. Peilstange. Bei Tiefenmessungen bis zu 6 m Wassertiefe genügt die Peilstange, eine rund gehobelte, mit Decimeter-Einteilung versehene, hölzerne Stange (Fig. 16). Am unteren Ende derselben befindet sich zum Schutz gegen Abnutzung eine Blechkappe, mit der gewöhnlich noch eine Scheibe von Holz oder Eisen verbunden ist, um das Eindringen in den Boden zu verhindern. Beim Gebrauch ist die Peilstange schräg gegen die Strömung einzusetzen, bis sie die Bettsohle erreicht und sodann während des Ablesens der Eintauchungstiefe gerade zu richten. Die Ablesung wird gewöhnlich auf 5 cm abgerundet, da eine grössere Genauigkeit nicht zu erreichen ist. — Für grössere Tiefen verwendet man

Fig. 16.



d. das Peillot, welches aus einem eisernen Cylinder und daran befestigter, durch eingebundene Lederstreifen eingeteilten Lotleine besteht. Nachdem das gegen die Strömung vom Kahn aus eingeworfene Lot die Sohle des Bettes erreicht hat, erfolgt das Anziehen der Lotleine und das Ablesen der Eintauchungstiefe.

Für Messungen in sehr grossen Tiefen, namentlich für Meerestiefen, hat man besondere Apparate konstruiert. In Betreff dieser Apparate ist das XVI. Kapitel zu vergleichen, auch Weeren. Der neue Tiefenmesser. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 220 und Annal. d. Hydrogr. 1888, S. 131.

Durch Peilstange und Peillot erhält man in der Regel, namentlich bei starker Strömung, keine genauen Tiefen und auch deshalb ein nur unvollkommenes Bild des Bettes, weil nur einzelne Punkte desselben gemessen werden können, vergl. hierzu van Gelderen. Genauigkeit von Peilungen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 302—304. Es kommt hinzu, daß eine derartige Tiefenaufnahme sehr zeitraubend ist.

Diese Übelstände beseitigen bis zu einem gewissen Grade

e. die selbstthätigen Peilapparate. Das Prinzip dieser Apparate besteht darin, die Hebungen und Senkungen, denen ein über die Sohle des Bettes gleitender Körper bei der Fortbewegung desselben mit dem Peilkahn unterliegt, durch ein Gestänge derartig auf letzteren zu übertragen, daß die Ablesung der Wassertiefen an einer Skala oder auch die selbstthätige graphische Auftragung der Sohlenlinie des Bettes auf Papierrolle möglich wird. Diese Vorrichtungen sind für Peilung von Querprofilen im allgemeinen wenig geeignet, namentlich bei starker Strömung, da diese den Apparat nicht nur angreift, sondern auch ablenkt und auch den Peilkahn in der regelmässigen Fortbewegung stört. Weniger nachteilig sind diese Übelstände bei Peilung des Längenprofils der Bettsohle, doch ist auch hier die Verwendbarkeit der Apparate nur eine beschränkte, weil der Längenmassstab der graphisch aufgetragenen Sohlenlinie der Einheitlichkeit ermangelt, vielmehr von der Geschwindigkeit des Peilkahns abhängt, daher häufigem Wechsel unterliegt. Dazu kommt, daß die Längenentfernungen nur annähernd vom Kahn aus nach den Kilometermarken der Ufer festgestellt werden können, daß sonach zwischen den Marken liegende Punkte des Längenprofils örtlich schwer zu bestimmen sind. Trotzdem erlangt man mit solchen Apparaten ein für manche Zwecke ausreichend übersichtliches Bild von der Gestaltung der Bettsohle, so namentlich, wenn Ermittlungen der Wassertiefen in der gesamten Längenausdehnung der Fahrinnen,

oder Ausführung von Baggerungen auf den Untiefen oder Untersuchungen über Ablagerungen und Fortbewegung von Sinkstoffbänken in Frage treten, wobei dann die in Betracht kommenden Strecken während der Peilung durch ausgeworfene Baaken zu bezeichnen sind. Über derartige, bisher verwendete Apparate ist folgendes zu bemerken:

1. Vouret's Apparat besteht aus einer Peilstange, die an einer Bootsbank so befestigt ist, daß sie sich in einer Hülse auf- und abschieben kann, je nachdem die Bettsohle höher oder tiefer ist. Das Nähere der Einrichtung ist zu entnehmen aus: Allg. Bauz. 1860, S. 105. Der Apparat erfordert außer der Leitung des Bootes fünf Beobachter, sodaß die Handhabung desselben keineswegs einfach ist.

2. Für das Bereisungsschiff der Elbstrom-Bauverwaltung wurde für einen besonderen Zweck und mit geringen Anforderungen an die Genauigkeit der Arbeit eine selbstthätige Peilvorrichtung konstruiert. Ein gußeisernes Rad wird mittels einer um einen Bolzen in der Schiffswandung drehbaren eisernen Stange beim Fahren des Schiffes auf dem Grunde des Stromes fortbewegt. Mit der Achse des Rades ist eine zweite Stange drehbar verbunden, die sich in einer Führung annähernd lotrecht auf- und abbewegt, wobei an einer hinter dieser Stange auf dem Bord des Peilkahns aufgestellten, nach Decimeter getheilten Skala die jedesmalige Wassertiefe abgelesen werden kann. Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 86.

3. Vollkommener ist der Kirchstein'sche Apparat (ebenfalls an vorstehend angegebener Stelle erläutert), bei welchem der Fuß einer gabelförmigen, oben am Kahn beweglich angebrachten Stange auf dem Flußbett gleitet und eine mit dem Fuß verbundene Schnur, je nach der Neigung der Stange, zur Auf- und Abwicklung gelangt. Die hierzu erforderliche Trommel setzt ein Räderwerk in Bewegung und dieses greift in eine lotrecht geführte, gezahnte Stange ein. Dieselbe trägt oben einen Zeichenstift, welcher beim Auf- und Absteigen, je nach der Tiefe der Flußsohle, auf einem mit Papier umwickelten, durch Uhrwerk in Drehung versetzten Cylinder die Sohlenlinie des Flußbettes unmittelbar darstellt.

4. Bei dem Schmid'schen Apparat, vergl. Zeitschr. für Bauk. 1880, S. 211—220, ist die Gleitstange zwischen zwei gekuppelten Fahrzeugen aufgehängt und oben zur Erhaltung eines annähernd gleichbleibenden Druckes mit Gegengewicht belastet. Die Bewegungen dieser Stange werden derartig auf einen horizontalen Schieber übertragen, daß sich dessen Verschiebungen zu den Tiefenänderungen wie 1:20 verhalten. Die weitere Übertragung der Bewegung vom Schieber bis zum Schreibapparat, welcher nicht nur die Sohlenlinie des Längenprofils, sondern auch eine horizontale unmittelbar auf Papierrolle darstellt, erfolgt durch Getriebe und Zahnstangen.

Fig. 17.

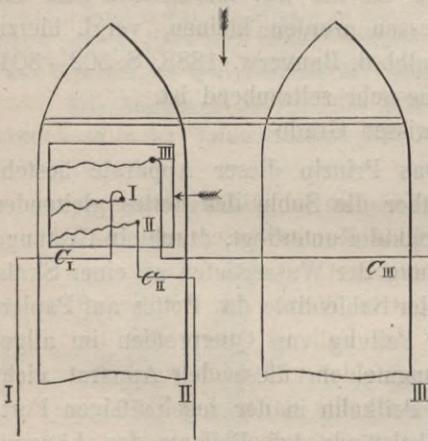
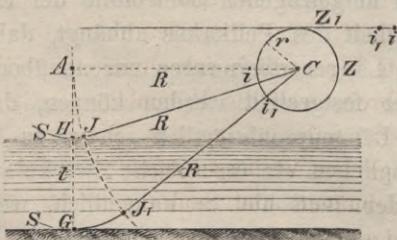


Fig. 18.



Zu denjenigen Apparaten, welche den Anforderungen, wenn auch wegen des wechselnden Längenmaßstabs nicht vollständig, so doch vergleichsweise am besten entsprechen, gehört:

5. Der Stecher'sche selbstzeichnende Peilapparat (s. Zeitschr. für Bauk. 1881, S. 403—410, Centrall. d. Bauverw. 1885, S. 349, ferner „Schiff“ 1883, No. 180, u. 1887, S. 31), da derselbe bei einfachem Mechanismus die gleichzeitige Darstellung von drei, um eine bis zwei Schiffsbreiten voneinander abstehenden, parallelen Thalwegs-Längenprofilen ermöglicht. Es lassen sich nämlich bei Verwendung von zwei gekuppelten Schiffsgefäßen nach Fig. 17 drei Peilstangen an drei in den Schiffen lagernde Wellen C anhängen, die nach Fig. 18 je ein Scheibenstück Z bei der Fahrt in Drehung setzen. Diese Bewegung wird durch je ein straff angespanntes Stahlband Z_1 auf je einen mit demselben verbundenen Zeichenstift übertragen, welcher sich an einem festliegenden Maßstab, entsprechend dem Heben und Senken der Peilstangen, hin und herbewegt, und hierbei auf einem durch Uhrwerk mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fortgezogenen Papierstreifen die jedesmaligen Wassertiefen darstellt. Die Peilstangen sind aus Winkeleisen konstruiert und durch Holzplatten versteift. Der auf der Bettsohle schleifende Teil S ist nach einer Kreis-Evolvente gekrümmt, während der andere gerade Teil den Radius des Grundkreises dieser Evolvente, dessen

Mittelpunkt in der Wellenaxe C liegt, bildet. Jeder Radius der Kreis-Evolvente (Tangente an den Grundkreis) ist gleich der abgewickelten Bogenlänge des Grundkreises, daher $AH = \text{Bogen } AJ$ u. $AG = \text{Bogen } AJ_1$, also auch $HG = JJ_1 = t$ (Wassertiefe.) Senkt sich die Peilstange um t , so hat der Punkt i des Stahlbandes den Weg ii_1 zurückgelegt, es verhält sich mithin, wenn r den Radius des Scheibenstücks Z bezeichnet, $ii_1 : JJ_1 = r : R$ oder, da $JJ_1 = t$ ist, $t = ii_1 \frac{R}{r}$. Um hiernach das Maß der Tiefe t zu erhalten, bedarf es nur der Messung des Bogens ii_1 an einem Maßstab vom Verhältnis $\frac{r}{R}$ der natürlichen Größe. — Bei den auf der sächsischen und preussischen Elbe seit vielen Jahren im Gebrauch befindlichen Apparaten werden die Tiefen auf dem Papierstreifen im Maßstabe von 1:50 unterhalb einer, die Lage des Wasserspiegels bezeichnenden horizontalen Linie deutlich aufgetragen. Das Auftragen der Wasserspiegellinie bewirkt ein am Nullstrich des Maßstabes angebrachter Zeichenstift, während durch einen Metallstift die Lage von Festpunkten, Kilometersteinen u. s. w. im Zeitpunkt des Vorbeifahrens bezeichnet werden kann.

Bei Messungen in großen Tiefen läßt sich die Peilstange zur Verringerung ihrer Länge an eine etwa 5—6 m unter dem Wasserspiegel liegende, mit der Axe C durch Gelenkstange zu verbindende Welle aufhängen, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.

Eine weitere Verbesserung derartiger Apparate könnte durch Anbringung eines Flügelrades am Peilkahn zu dem Zweck erfolgen, durch Drehung dieses Rades die Fortbewegung des Papierstreifens herbeizuführen und dadurch den Längenmaßstab lediglich von der Länge des durchfahrenen Weges abhängig, von der Schiffsgeschwindigkeit aber unabhängig zu machen. Aber auch dann wird die vom Peilkahn durchfahrene Strecke nicht genau mit der Uferlänge übereinstimmen können.

II. Hydrometrische Ermittlungen.

§ 21. Wasserstandsbeobachtungen. Bei dem häufigen Wechsel des Wasserstandes, vergl. § 9, S. 85, ist eine tägliche Beobachtung desselben erforderlich. Dieselbe erfolgt gewöhnlich, wenn kein besonders starker Wechsel stattfindet und die Beobachtungsstation nicht im Flutgebiet des Meeres liegt, um 12 Uhr mittags. Ändert sich der Wasserstand schnell (wie etwa bei Eisgängen, Gewitterregen u. s. w.), so sind täglich mehrere Beobachtungen vorzunehmen.

Wo sich ein stärkerer Flutwechsel bemerkbar macht, wird im Laufe des Tages (in den Tagesstunden) ein Hochwasser und ein Niedrigwasser unter genauer Angabe der Zeit des Eintritts beobachtet.

Die Ergebnisse der Beobachtungen werden in Tabellen monatlich nach dem Schema S. 136 zusammengestellt. Der höchste und niedrigste Monatswasserstand wird unterstrichen und aus allen Wasserständen das Mittel berechnet.

Umstehende Tabelle zeigt positive und negative Werte, da der Nullpunkt des Pegels, was bei den vorhandenen Pegeln vielfach der Fall ist, über dem niedrigsten Wasserstande liegt. Hieraus können leicht Rechnungsfehler und auch sonstige Irrtümer bei Angaben über die Wasserstände entstehen. Man sollte daher bei Feststellung des Nullpunktes neu anzulegender Pegel den Nullpunkt stets unter den bekannten niedrigsten Wasserstand legen.

In einzelnen Fällen hat man die Nullpunkte für Pegel ein und desselben Flusses übereinstimmend in die Höhe des bekannten niedrigsten Wasserstandes gelegt, um aus dem Pegelstande jederzeit die vorhandene geringste Wassertiefe entnehmen zu können. Diese Anordnung konnte sich indessen nicht bewähren, weil die Höhenlage der Flußbettsohle in der Fahrinne dem Wechsel unterliegt, teils infolge des Wanderns der Sinkstoffbänke, teils aber auch infolge von nachträglichen Verbesserungen und Regulierungen der Fahrinne. Die hieraus entstehenden Hebungen und Senkungen der Flußbettsohle führen sonach zu entsprechenden Änderungen der Wasserstände.

Wasserstände des . . . -Flusses,
beobachtet in den Mittagsstunden am Pegel zu . . .
Monat: Februar 18 . .

Datum	+ über Null	- unter Null	Bemerkungen.
1.	—	0,42	
2.	—	0,46	
3.	—	0,50	
4.	—	0,30	
5.	—	0,04	
6.	0,64	—	
7.	1,14	—	
8.	2,14	—	Abends um 7 Uhr steht das Wasser auf + 2,28 m.
9.	1,48	—	Starker Eisgang.
10.	1,08	—	Heftiger Regen und Sturm aus SW.
11.	0,80	—	
12.	0,98	—	
13.	1,06	—	
14.	1,10	—	
15.	1,20	—	
16.	1,32	—	Anhaltender Regen.
17.	1,50	—	desgl.
18.	1,54	—	
19.	1,40	—	
20.	0,98	—	
21.	0,90	—	
22.	0,80	—	
23.	0,68	—	
24.	0,46	—	
25.	0,12	—	
26.	0,22	—	
27.	0,40	—	
28.	0,44	—	
Summen	22,20	1,72	
	20,48		
Mittel	0,73	—	

Am Schlusse eines Jahres werden etwa in der nachstehend angedeuteten Weise die monatlichen Summen der Wasserstände zusammengestellt; daraus wird der mittlere Wasserstand des ganzen Jahres berechnet. Der höchste, sowie der niedrigste Wasserstand werden ebenfalls angegeben.

Zusammenstellung

der Wasserstände am Pegel zu . . .
für das Jahr 18 . .

Summen der monatlichen Wasserstände.

Monat:	Meter
Januar	31,84
Februar	20,48
März	21,43
April	17,22
Mai	18,37
Juni	17,90
Juli	26,97
August	24,15
September	23,73
Oktober	30,32
November	22,00
Dezember	37,80
Summa	292,71

Mittlerer Wasserstand des Jahres: 0,802 m.

Höchster Wasserstand den 21. Dezember:
4,76 m.

Niedrigster Wasserstand den 13. April:
— 0,62 m.

In allen Fällen muß die Höhe des Pegelnulldpunktes durch in der Nähe befindliche Festpunkte festgelegt sein, und es empfiehlt sich, diese Höhe selbst dann beizubehalten, wenn Änderungen in Betreff der maßgebenden Wasserstände (etwa durch Regulierungen) vorgekommen sind, da aus nachträglichen Veränderungen der Höhenlage des Pegelnulldpunktes leicht Irrtümer erwachsen können.

Die Erhaltung der Festpunkte, mit welchen die Pegel verglichen werden, ist dringend notwendig. Dieserhalb sind die Festpunkte deutlich und bestimmt in Lageplan und Nivellements-Zeichnung genau zu bezeichnen. Ihre Höhe sollte immer auf 2 mm sicher sein.

Alljährlich ist mindestens einmal die Höhenlage des Pegels durch genaues Nivellement mit den zugehörigen Festpunkten zu vergleichen, wie solches z. B. in Preußen amtlich vorgeschrieben ist. Außerdem muß eine solche Vergleichung geschehen, sobald eine Ergänzung oder Erneuerung des Pegels stattgefunden hat oder sonst ein Anlaß

eingetreten ist, wodurch die Stellung des Pegels möglicher Weise beeinflusst werden konnte.

Die Aufstellung der Pegel geschieht an festen Gegenständen und an einem gegen Strömung, Wellen, Eis, Schmutz u. s. w. thunlichst geschützten Orte. Hiernach empfehlen sich geschützte Flächen an Ufermauern, Brückenpfeilern, Deichen u. s. w. zur Anbringung von Pegeln.

Der Pegel wird, wenn möglich, vertikal aufgestellt, bisweilen aber auch schräg, wenn die Gegenstände, an denen derselbe angebracht ist, eine schräge Fläche darbieten, z. B. geböschte Quaimauern, Deiche u. s. w. In letzterem Falle muß die Teilung in verzerrtem Maßstabe — dem Böschungsverhältnis entsprechend — vorgenommen werden.

Ist das unmittelbare Ufer zur Aufstellung des Pegels nicht geeignet, so erfolgt diese in einem seitwärts anzulegenden, durch Graben oder Kanal mit dem Gewässer zu verbindenden Brunnen von so großer Tiefe, daß auch die niedrigsten Wasserstände zur Ablesung gelangen können. Bisweilen bedingt die Ufergestaltung auch die Anlage von zwei Pegeln, von denen der eine die niedrigen, der andere die höheren Wasserstände markiert (Sommer- bzw. Winterpegel). Bei flach ansteigendem Ufer ist normal zum Wasserbett eine Rinne anzulegen und in dieser der Pegel, in mehrere Höhenabschnitte zerlegt, zu befestigen.

Hinsichtlich ihrer Anordnung unterscheidet man

a. den einfachen Pegel. Derselbe besteht in der Regel aus einer hölzernen oder eisernen, in Centimeter eingeteilten Latte. Die Bezeichnung geschieht gewöhnlich vom Nullpunkt an aufwärts, sodaß der Pegel bei einem höheren Wasserstande eine größere Zahl von Centimetern anzeigt, als bei einem niedrigeren.

Die Teilung des Pegels geht bis zu einzelnen Centimetern, bisweilen auch nur bis zu je zwei Centimetern herab. Die Decimeter werden häufig durch eine stärkere Linie gekennzeichnet. Jedenfalls werden sie durch eine beigesezte Zahl kenntlich gemacht (Fig. 19, 20). Die verschiedenen Meter werden mitunter abwechselnd rechts und links geteilt (Fig. 19). In Preußen werden die Decimeter durch arabische, die Meter durch römische Ziffern gekennzeichnet (Fig. 20).

Die einzelnen Teilstriche werden entweder aufgemalt oder besser im Relief dargestellt (Fig. 21, 22).

Man verwendet in neuerer Zeit für die Pegel auch Porzellanlatten, auf denen die Einteilung mittels schwarzer Farbe angebracht ist. Bei ihrer glatten Fläche sind sie der Verunreinigung nicht so sehr ausgesetzt, wie die hölzernen und eisernen, lassen sich auch leicht abwaschen.

Sehr zweckmäÙig angeordnete Pegel sind in Frankreich gebräuchlich. Aus Eisen 30 cm breit hergestellt, enthalten sie die Zahlenangaben und die Einteilung schwarz auf weißem Grunde (Fig. 23), wobei die schwarzen Teile als Relief hervortreten. Die Ein-

Fig. 19.

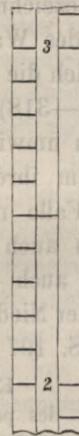


Fig. 20.

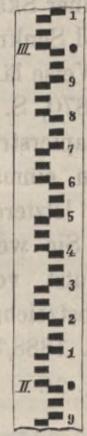


Fig. 21.

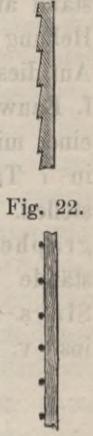
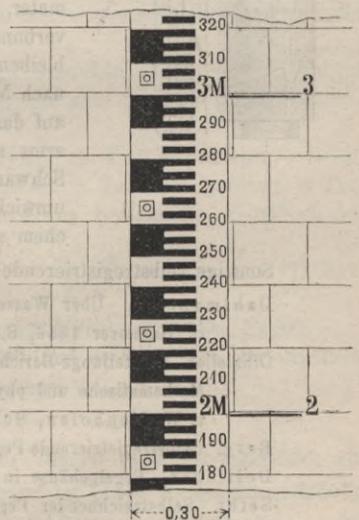


Fig. 22.

Fig. 23.

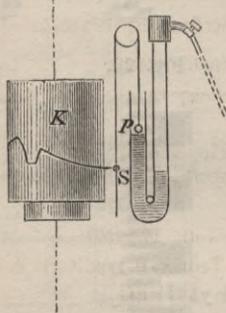


teilung ist nur bis zu 2 cm, die Zahlenangabe nur bis zu Decimetern durchgeführt. Die vollen Meter sind außerdem noch durch kräftige rote Striche und Zahlen auf dem Mauerwerk, an welchem der Pegel durch Schraubenbolzen befestigt ist, deutlich bezeichnet.

Der älteste, noch erhaltene Pegel, 716 n. Chr. auf der Nilinsel Rodah aufgestellt, besteht aus einem achteckigen, 17 Ellen hohen Pfeiler mit eingegrabenen arabischen Maßen. Die denselben umschließende Pegelstube, ein viereckiger geräumiger, durch Kanal mit dem Nil verbundener Raum, ist in seinen Wänden durch Nischen und Säulen geschmückt, vergl. Deutsche Bauz 1891, S. 20. Bei niedrigem Nilwasserstande beträgt die Pegelhöhe 7 Ellen, bei 15 Ellen wird die zur Bewässerung erforderliche Höhe erreicht, während Herodot für ein gutes Getreidejahr die Pegelhöhe mit 16 Ellen bezeichnet. (1 Elle = 0,5266 m.)

b. Selbstthätige Pegel mit Schwimmer. Die Verwendung eines Hohlzylinders aus Eisen- oder Kupferblech als Schwimmer in einem mit Kanal verbundenen Brunnen-schacht gestattet ein bequemes Ablesen des Wasserstandes und die selbstthätige Aufzeichnung der Wasserstandskurve. Der Schwimmer trägt entweder eine leichte Stange, die in einem Gehäuse lotrecht geführt, durch einen oben angebrachten Zeiger den Wasserstand an einer Skala bezeichnet, oder ist mit einer leichten Kette verbunden, welche die Hebung und Senkung des Wasserstandes auf eine Walze oder ein Räderwerk überträgt. Auf diese Weise läßt sich die Ablesung am Zifferblatt der sog. Pegeluhr (vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 314—318) bewirken; es läßt sich aber durch einen Zeichenstift auf einer mit Papierstreifen umwickelten Trommel, welche ein Uhrwerk in 24 Stunden oder in 7 Tagen einmal um ihre Axe dreht, auch die Linie der Wasserstandskurve darstellen. In letzterem Falle nennt man die Pegel selbstregistrierende oder Limni-graphen. Sie werden auch zur Selbstbezeichnung der größten und kleinsten Wasserstände benutzt, vergl. auch Bücking. Deutsche Bauz. 1886, S. 199—200, und van Sluys. Selbstzeichnender Niedrigst- und Höchst-Wasserstandspegel. Tijdschr. v. h. koninkl. inst. v. ing. 1888/89, S. 197—199.

Fig. 24.



Eine neue Art von Wasserstandsmessern erläutert Ritter in den *Annal. des ponts et chaussées* 1886, II. S. 706—724; vergl. auch *Deutsche Bauz.* 1887, S. 250. Sein Wasserstandsmesser besteht aus einem unter Wasser aufgehängten, mit etwa 1 cbm Luft gefüllten Hohlgefäß und einem Manometer, welches mit jenem durch ein in Fig. 24 gestrichelt angedeutetes Rohr verbunden ist. Durch eine kleine Öffnung des in bestimmter Tiefenlage verbleibenden Hohlgefäßes dringt das Wasser ein, sodafs die eingeschlossene Luft nach Maßgabe der vom jedesmaligen Wasserstande abhängigen Wassersäule auf das Manometer wirkt. Ein auf dem Quecksilber des offenen Manometerarms schwimmender Glasballon *P* überträgt durch Rolle und Schnur die Schwankungen des Wasserstandes mittels der Feder *S* auf den mit Papierband umwickelten, in 8 Tagen eine Umdrehung vollziehenden Cylinder *K*, auf welchem sonach die Wasserstandskurve selbstthätig aufgezeichnet wird.

Sonstige selbstregistrierende Pegel sind beschrieben in:

Dahlmann, J. Über Wasserstands- und meteorologische Beobachtungen. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver.* zu Hannover 1856, S. 27.

Offizieller Ausstellungs-Bericht, herausgegeben durch die General-Direktion der Weltausstellung 1873. *Mathematische und physikalische Instrumente.* Bericht von Lippich, Tinter, Ditscheiner, v. Waltenhofen, Schönberger. Wien 1874, S. 79.

Berg. Selbstregistrierende Pegeluhr an dem Haupt-Weser-Pegel zu Bremen. *Zeitschr. f. Bauw.* 1870, S. 313.

Dollinger. Pegelgehäuse in Friedrichshafen am Bodensee. *Deutsche Bauz.* 1870, S. 146.

Seibt. Selbstzeichnender Pegel. *Zeitschr. f. Instrum.* 1887, S. 7—14.

Wingen. Selbstthätige Vorrichtung zur Aufzeichnung von Pegelständen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1888, S. 492.

Am vollständigsten ist der selbstthätige Universalpegel zu Swinemünde von Seibt, vergl. *Zeitschr. für Instrumentenk.* 1891, Heft 16 und Seibt. *Der selbstthätige Universalpegel in Swinemünde, System Seibt-Fuefs.* Berlin 1891.

Auch das XVI. Kapitel dieses Handbuchs, welches die Eigenschaften des Meeres behandelt, ist hierüber zu vergleichen, da selbstregistrierende Pegel besonders im Ebbe- und Flutgebiet Anwendung finden. Derlei Vorrichtungen heißen dort wohl auch Maréographen.

Da durch selbstregistrierende Pegel in der Regel Wasserstandsbeobachtungen nicht ganz überflüssig werden, weil sich die Einsenkung der Schwimmer mitunter ändert und auch sonstige Unordnungen im Apparat u. s. w. vorkommen können, stellt man neben dem selbstregistrierenden Pegel meist noch einen festen Pegel auf und vergleicht beide in jedem Monat mindestens einmal.

Über elektrische Wasserstandsanzeiger, welche die Wasserstände nach entfernten Orten hin melden, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 150.

§ 22. Geschwindigkeitsmessungen. Zur Ermittlung der Geschwindigkeit, mit der sich das Wasser in Wasserläufen bewegt, werden verschiedenartig konstruierte Apparate, Geschwindigkeitsmesser, Hydrometer oder Fluviometer genannt, verwendet, welche teils das Messen von durchschnittlichen Geschwindigkeiten in einer Strecke des Thalwegs, vorzugsweise aber das Messen der in beliebigen Punkten des Querprofils vorhandenen Geschwindigkeiten ermöglichen. Die Ergebnisse dieser Messungen dienen zur Ermittlung der Wassermenge fließender Gewässer und bilden auch die Grundlage der Experimentaltheorie für Ableitung der Gesetze über die Bewegung des Wassers. Zu beiden Zwecken sind diejenigen Apparate, welche nur die Messung durchschnittlicher Geschwindigkeiten einer Flusstrecke gestatten, weniger geeignet, weil sie zu Ergebnissen führen, die sich in der Regel nur auf Geschwindigkeiten im Thalweg, nicht aber auf diejenigen außerhalb desselben beziehen. Sollen genaue Geschwindigkeitsmessungen angestellt werden, so sind Apparate erforderlich, welche sich in beliebigen Punkten des Querprofils anbringen und zur Beobachtung der daselbst vorhandenen Geschwindigkeiten verwenden lassen. Geschwindigkeitsmessungen müssen in Querprofilen von Flusstrecken erfolgen, in denen das Flussbett eine annähernd regelmäßige Gestaltung besitzt. Man wählt daher, soweit als thunlich, für die Versuche gerade Flusstrecken aus und legt die Richtung der Querprofile, namentlich wenn diese wiederholt zu Messungen dienen sollen, durch Festpunkte auf beiden Ufern derartig fest, daß sie normal zur Strömung liegen.

Als ältere und jetzt nicht mehr benutzte Apparate mögen namhaft gemacht werden:

Der Stromquadrant, welchen Eytelwein, Gerstner u. a. verwendeten; Beschreibungen findet man in älteren Lehrbüchern des Wasserbaues.

Das Schaufelrad, ein möglich leichtes Rad, dessen untere Schaufeln unter Wasser getaucht werden. Dasselbe wird bereits in Leupold. *Theatrum machinarum generale* (Leipzig 1724) erwähnt; vergl. auch Dubuat. *Principes d'hydraulique* II, § 441.

Die hydraulische Schnellwage wird ebenfalls von Leupold (S. 150) beschrieben. Desgl. von Michelotti (*Sperimenti idraulici principalmente diretti a confermare la Teoria, e facilitare la Pratica del misurare le acque correnti*. Vol. II. Turin 1771, S. 116), sowie von Eytelwein. *Handbuch der Mechanik fester Körper und der Hydraulik* (Berlin 1801), S. 461.

Der Wasserhebel von Lorgna, vergl. *Memoire intorno all'acque correnti* (Verona 1777), S. 7, und Eytelwein S. 461.

Die Wasserfahne von Ximenes, vergl. S. 289 des genannten Eytelwein'schen Buches.

Das Tachometer von Brünings, in demselben Buche S. 463, und in Roffiaen. *Constructions hydrauliques*. 1. partie. *Hydraulique* (Bruxelles 1861), S. 288 beschrieben.

Das Rheometer von Poletti, vergl. *Polyt. Journ.* Bd. 20.

Die zur Zeit gebräuchlichen Geschwindigkeitsmesser lassen sich, je nachdem sie die durchschnittliche Geschwindigkeit des Wassers entweder in einer Wasserlaufstrecke oder nur in beliebigen Punkten und Vertikalen desselben messen, in zwei Gruppen einteilen. Zur ersten Gruppe gehören die Schwimmer, zur zweiten die hydrometrischen Röhren, die hydrometrischen Flügel und die statischen Strommesser; bei letzteren wird der auf Flächen wirkende Wasserdruck direkt gemessen.

1. Apparate zum Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeit in Wasserlaufstrecken.

Schwimmer.

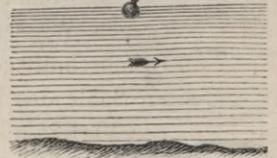
Man unterscheidet Oberflächen-, Tiefen- und Stabschwimmer. Die beiden ersteren bewegen sich schwimmend in der obersten bzw. in einer beliebig tief unter der Oberfläche belegenen Wasserschicht annähernd mit der in der durchlaufenen Strecke vorhandenen Durchschnittsgeschwindigkeit, während die Stabschwimmer von der Oberfläche bis nahe zur Sohle des Wasserlaufs reichend, nahezu der Bewegung des Wassers in der durchlaufenen Vertikalebene folgen, daher die Durchschnittsgeschwindigkeit in dieser erkennen lassen. Ist die Länge der Strecke innerhalb zweier auf dem Ufer rechtwinklig zum Wasserlauf abgesteckten Querprofile = l Meter und die zum Durchlaufen dieser Länge erforderliche Zeit = t Sekunden, so ist die durchschnittliche Geschwindigkeit in Meter

$$v = \frac{l}{t} - k, \dots \dots \dots 15.$$

wenn k die zu überwindenden Widerstände bezeichnet. Die letzteren wurden bisher meist ganz vernachlässigt, trotzdem die Fortbewegung des Schwimmers einen Teil der lebendigen Kraft des Wassers verzehrt, und auch das Gewicht des Schwimmers von Einfluß ist. Im allgemeinen nimmt der Wert von k , nach den allerdings nicht häufig angestellten Versuchen, mit der Tiefe und Geschwindigkeit zu, da mit diesen die Unregelmäßigkeiten wachsen. Zu letzteren zählen insbesondere die in fließendem Wasser beim Zusammentreffen verschiedener Strömungen entstehenden Wirbel, welche die Lage der Schwimmer verändern und diese zum Kanten und Drehen veranlassen, sowie auch die unregelmäßige Wasserbewegung in der Nähe der Sohle und die ungleichmäßige Gestaltung der letzteren. Am wenigsten unterliegen die Oberflächenschwimmer diesen Einflüssen, es tritt aber für diese ein besonderes Hindernis dadurch ein, daß sie, wenn auch nur wenig, über der Oberfläche hervortretend auch den Widerstand der Luft zu überwinden haben. Dieser Widerstand macht sich auch beim Tiefenschwimmer, insofern dieser durch eine Schnur mit einem Oberflächenschwimmer verbunden ist, geltend. Da nun der letztere und die Schnur das Maß der Fortbewegung des Tiefenschwimmers beeinflussen, sind die mit diesem erzielten Geschwindigkeitsmessungen nur annähernd mit der Wirklichkeit in Übereinstimmung. Am wenigsten zutreffend mögen die Messungen mit Stabschwimmern sein, weil diese den Störungen in allen Wasserschichten von nahe der Sohle bis zur Oberfläche und auch in der darüber gelagerten Luftschicht unterliegen, daher ihre Lage häufig ändern und mehr oder weniger hin- und herschwanken, anderseits aber auch als grössere feste Körper, ähnlich wie tiefgehende Schiffe, wenigstens zeitweise eine schnellere Bewegung erhalten, als das Wasser. Endlich leiden sämtliche Messungen mit Schwimmern noch an dem Übelstande, daß die Länge des durchlaufenen Weges nicht genau ermittelt werden kann, weil der Schwimmer der größten Strömung im Thalweg folgt und sich demgemäß nicht geradlinig, sondern in Schlangenlinien fortbewegt. Noch unsicherer werden die Messungen, wenn sie ausserhalb des Thalwegs angestellt werden, indem dann die dort vorhandenen Schwimmer der Seitenströmung von dem Ufer nach dem Thalweg folgen und diesen bald früher, bald später erreichen. Nur bei sehr regelmässigen Wasserlaufstrecken gelingen Versuche mit Schwimmern ausserhalb des Thalwegs einigermaßen. Aus allen diesen Gründen führen Messungen mit Schwimmern nur zu annähernd richtigen Ergebnissen und finden dieserhalb auch nur dann Anwendung, wenn es sich um überschlägliche Ermittlung der Wassermenge oder um Wasserläufe handelt, in denen andere Meßapparate ungeeignet sind.

α. Oberflächenschwimmer. Als solcher kann jeder Gegenstand, der spezifisch leichter ist, als Wasser, verwendet werden. Gebräuchlich sind regelmässige Holzstücke, Würfel oder Holzscheiben mit Fähnchen, Glas- oder Blechflaschen, am zweckmässigsten jedoch sind Schwimmkugeln. Dies sind blecherne Kugeln von 10 bis 30 cm Durchmesser (Fig. 25), die mit einem Halse versehen und derartig mit Wasser angefüllt sind, daß sie beim Schwimmen nur wenig über dem Wasserspiegel hervorragen. Zur Erleichterung der Beobachtung versieht man die Kugel auch noch mit einem Fähnchen oder sonst einem Zeichen.

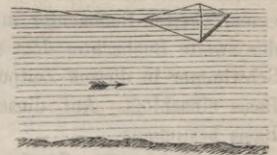
Fig. 25.



Die Beobachtung von Zeit und Weg geschieht am einfachsten in folgender Weise. Man steckt in einer geraden Wasserlaufstrecke zwei Querprofile in solcher Entfernung voneinander ab, daß der Schwimmer etwa 2 bis 3 Minuten braucht, um von einem Profile zum anderen zu gelangen. Der Schwimmer wird alsdann etwa 10 m oberhalb des oberen Profils in das Wasser gebracht und es wird entweder, wenn die Strömung nicht stark ist und man vom oberen Profil nach dem unteren noch zeitig genug gelangen kann, von einer und derselben Person mittels einer Sekundenuhr die Zeit beobachtet, wann der Schwimmer jedes der beiden Profile passiert, oder diese Beobachtung geschieht durch zwei an den betreffenden Profilen aufgestellte Personen, welche mit gleichgestellten Sekundenuhren versehen sind.

Zu den Oberflächenschwimmern gehört auch das einfache Log, ein dreieckiges Brettchen von etwa 25 bis 30 cm Seitenlänge, von dessen drei Spitzen kurze Schnüre (Fig. 26) ausgehen, die in einiger Entfernung vom Brettchen vereinigt und mit einer längeren Leine, welche durch Bänder oder Knoten eine Längeneinteilung erhält, verbunden sind. Wirft man zum Zwecke der Geschwindigkeitsmessung das Log in den Strom, so wird das Brettchen bald die in der Figur angedeutete Stellung einnehmen. Man beobachtet die Uhr und berechnet aus der Zeit und der Länge der abgewickelten Leine die Geschwindigkeit.

Fig. 26.



Soll eine Messung vorgenommen werden, so wird das Brettchen in das Wasser geworfen und sobald die Leine auszulaufen anfängt, der erste Knoten (das erste Band) festgehalten, bis die Zeitbeobachtung gehörig vorbereitet ist. In dem Augenblicke, als man die Sekundenablesung vornimmt, läßt man die Leine los, läßt das Log etwa 30 bis 60 Sekunden schwimmen und hält nach Ablauf dieser Zeit die Leine wieder an.

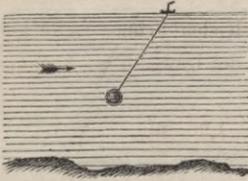
Um das Zurückziehen des Logs zu erleichtern, sind nur zwei Schnüre an das Brettchen festgeknüpft, während die dritte in einem Spalt festgeklemmt ist. Sobald die Leine plötzlich scharf angezogen wird, löst sich diese dritte Verbindung, das Log schwimmt flach auf dem Wasser und kann dann leicht zurückgezogen werden.

Diese Methode der Geschwindigkeitsmessung ist insofern wenig zuverlässig, als die Längenmessung mittels der sich abwickelnden Leine eine ungenaue ist und als das Brettchen an der letzteren einen nicht unbedeutenden Widerstand erfährt. Für hohe Wasserstände kann das Log, welches man alsdann von einer Brücke u. s. w. auswirft, unter Umständen empfohlen werden.

β. Tiefenschwimmer. Der Tiefenschwimmer besteht im wesentlichen aus einem hohlen Körper, welcher so belastet wird, daß er in jene Tiefe einsinkt, in der die Geschwindigkeitsmessung vorgenommen werden soll. Mit demselben ist durch feine Leine

oder Draht ein Oberflächenschwimmer verbunden (Fig. 27). Man beobachtet Zeit und Weg für den Oberflächenschwimmer und betrachtet die gewonnenen Beobachtungsergebnisse als Weg und Zeit des in der Tiefe sich bewegenden Schwimmers.

Fig. 27.



Meist ist der Tiefenschwimmer eine hohle Blechkugel oder ein hohler Holzcyylinder (von etwa 10 cm Durchmesser und 30 cm Länge); man hat indessen auch sogenannte Klotzschwimmer zur Anwendung gebracht. Dies sind würfelförmige Holzklötze von etwa 20 cm Seitenlänge, welche durch Steine beschwert werden.

In ausgedehnter Weise wurden Tiefenschwimmer für die Geschwindigkeitsmessungen bei den hydrometrischen Arbeiten von Humphreys und Abbot am Mississippi verwendet.

Der eigentliche Schwimmer bestand aus einem kleinen Fätschen von 38 cm Höhe und 25 cm Durchmesser, welches so beschwert war, daß es mit geringem Übergewicht herabsank. Derselbe wurde getragen von einer Korkscheibe von 20 cm im Quadrat und $7\frac{1}{2}$ cm Dicke, die etwa zur halben Höhe in das Wasser eintauchte. Die Verbindungsleine war so lang, daß das Fätschen jedesmal in der Tiefe schwebte, in welcher man die Geschwindigkeit messen wollte.

Die Geschwindigkeitsmessungen wurden in der Weise ausgeführt, daß am Ufer die Richtungslinien von zwei Querprofilen in etwa 60 m (200 engl. Fuß) Abstand abgesteckt wurden; die Durchgänge der Schwimmer durch die betreffenden Profile wurden mittels Fernrohren an Theodoliten beobachtet.

Der beschriebene Schwimmer wurde von einem vor Anker liegenden Boote oberhalb der ersten Richtungslinie in das Wasser gelegt, sodaß er vor dem Beginn der Messung schon die Geschwindigkeit des umgebenden Wassers annehmen konnte. Mit dem ersten bereits vorher eingestellten Fernrohre wurde die Zeit des Durchganges durch die erste Richtungslinie beobachtet und derselbe Beobachter verfolgte alsdann den Schwimmer, bis dieser die zweite Linie passierte. Der Durchgang durch diese wurde von einem zweiten Beobachter in gleicher Weise beobachtet, auch bezeichnete diesen Zeitpunkt des Durchganges der zweite Beobachter dem ersten durch Zuruf. Der letztere maß alsdann den Horizontalwinkel, den der Schwimmer in diesem Zeitpunkte mit der auf dem Ufer rechtwinklig zu den Richtungslinien abgesteckten Basis einschloß. Auf diese Weise ließ sich die Entfernung des Schwimmers vom Ufer oder von der Basis bestimmen.

Weitere Details über diese Messungen sind in dem in § 26 unter 3. genannten Werke von Humphreys und Abbot (S. 230), ferner in der in § 29 unter 2. erwähnten Grebenau'schen Bearbeitung (S. 56), weiteres in Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 63 und in Allg. Bauz. 1870, S. 17 zu finden.

Auch die Messungen Gordon's am Irawaddi⁷⁷⁾ (vom 1. August 1872 bis 1. September 1873) wurden mittels Tiefenschwimmer ausgeführt. Dieselben bestanden aus einer an der Oberfläche schwimmenden, 25 mm starken Scheibe von leichtem Holz mit 152 mm Durchmesser und einem mittels einer feinen Schnur in verschiedenen Tiefen darunter befestigten, 305 mm langen, 152 mm starken, am unteren Ende derartig belasteten Holzcyylinder, daß die Scheibe nur noch 6 mm über den Wasserspiegel hervorragte. Die Verbindungsschnur war 1,6 mm stark und gefirnisset.

In Holland verwendet man jetzt häufig die sog. Kragenhoff'schen Schwimmer (vergl. Deutsche Bauz. 1887, S. 358 u. Verhandl. d. Königl. Instit. der Ing. des Waterstaat vom 16. April 1876), welche 5 cm Durchmesser haben und unten mit einem Blechbehälter zur Aufnahme von Bleiplatten versehen sind.

Unter denjenigen Geschwindigkeitsmessungen, bei denen Vergleiche zwischen Tiefenschwimmern und hydrometrischen Flügeln angestellt wurden, sind hervorzuheben diejenigen im Connecticut, Tiber und Irawaddi (vergl. Annal. des ponts et chaussées 1884, I. S. 554—591 u. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 499—501 u. 513—514). Hierbei wurde mit beiden genannten Apparaten das Verhältnis

$$\frac{v_z}{v_m} \text{ d. i. } \frac{\text{größte Geschwindigkeit in der Tiefe } t_z}{\text{mittlere Geschwindigkeit}}$$

⁷⁷⁾ Vergl. Gordon. On the theory of the flow of water in open channels. Rangoon 1875.

in der Vertikalen ermittelt. Die gefundenen Werte schwankten

für Flügel zwischen 1,140 u. 1,203 m,

für Tiefenschwimmer zwischen 1,143 u. 1,021 m.

Sie nahmen regelmäÙig ab mit der Zunahme von v_z und $S = \frac{s_1 + s_2}{s}$, wenn mit s die Fläche des Oberflächen-, mit s_1 die des Tiefenschwimmers und mit s_2 die der verbindenden Schnur bezeichnet werden. Für die mittlere Geschwindigkeit $v_m = c \sqrt{RJ}$ ergab sich in der Mitte des Irawaddi bei Annahme eines gleichwertigen Koeffizienten c

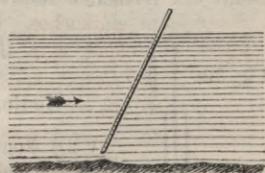
für Messungen mit dem Flügel $v_m = 0,83 v_z$ oder $\frac{v_z}{v_m} = 1,205$ m

„ „ „ Tiefenschwimmern $v_m = 0,97 v_z$ „ $\frac{v_z}{v_m} = 1,031$ „ ,

sodafs für letztere ein anderer Wert von c zu verwenden ist, wenn Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Flügelmessungen erreicht werden soll.

γ. Stabschwimmer. Der Schwimmstab, auch hydrometrischer Stab oder nach seinem Erfinder Cabelo'scher Stab genannt, besteht aus einer Blechröhre (Fig. 28), die man durch Füllung mit Schrot so tief herabsenkt, dafs sie annähernd die Sohle, ohne dieselbe zu berühren, erreicht und oben nur wenig über dem Wasserspiegel hervorragt. Es ist demnach die Länge des Stabs nach der jedesmaligen geringsten Tiefe in der zu durchschwimmenden Bahn zu bemessen. Das oben rascher fließende Wasser stößt den Stab stärker fort, als das untere langsamer fließende. Deshalb nimmt der Stab eine geneigte Stellung ein und bewegt sich annähernd mit der durchschnittlichen Geschwindigkeit dieser Flußstrecke.

Fig. 28.



Die Geschwindigkeitsmessung geschieht bei diesem Apparate ebenso, wie beim Tiefen- und Oberflächenschwimmer. Indessen fällt die Messung stets ungenau aus. Denn es ist erstens genau genommen nicht richtig, dafs ein unten beschwerter, nahezu vertikal im Wasser schwimmender Stab die mittlere Geschwindigkeit aller Wasserfäden bis zur Tiefe der Eintauchung angiebt, zweitens kann der Stab nicht bis zur Flußsohle reichen, wo gerade die stärkste Verzögerung der Geschwindigkeit stattfindet, bleibt auch bei unregelmäßiger Flußbettgestaltung vielfach nicht unerheblich von der Bettsohle entfernt, und drittens ist die Beschaffenheit des Stabes nicht ohne Einfluß, wenigstens bei Messungen in größeren Tiefen.

Man vergleiche über Geschwindigkeitsmessungen mit dem Schwimmstabe:

Bornemann, K. R. Auszug aus: Francis, J. B. Lowell hydraulic experiments (Boston 1855). Civiling. 1856, S. 173.

Grebanau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6. bis 12. November 1867. München 1873, S. 48.

Zur Klärung der Theorie der Stabschwimmer tragen die Ausführungen von Legler, Fliegner, Amsler-Laffon, Trautweiler, Glauser in der Schweizer. Bauz. 1888, S. 70, 83, 92, 103 u. 152 bei, welche den Zweck verfolgen, das gegenseitige Genauigkeitsverhältnis der Flügel- und Stabschwimmermessungen festzustellen.

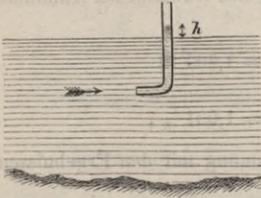
Zu erwähnen wäre an dieser Stelle auch das von Hirn an kleinen Kanälen angewandte Verfahren. Er benutzte leichte überzogene Rahmen, deren Ebene normal zur Stromrinne stand und welche nahezu das ganze Querprofil ausfüllten. Hierdurch erhielt er annähernd die mittlere Profilgeschwindigkeit.

2. Apparate zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Vertikalen der Wasserläufe.

a. Hydrometrische Röhren.

α. Die Pitot'sche Röhre — 1732 von ihrem Erfinder der Pariser Akademie der Wissenschaften vorgelegt — ist in ihrer einfachsten Gestalt ein rechtwinklig gebogenes, an beiden Schenkeln offenes Rohr (Fig. 29). Taucht man dasselbe auf eine beliebige Tiefe in das Wasser derart, daß der horizontale Rohrschenkel gegen die Strömung gerichtet ist, so steigt das Wasser im vertikalen Rohrschenkel so lange, bis die Wasserhöhe h dem Stosse des Wassers das Gleichgewicht hält. Aus der gemessenen Höhe h läßt sich die Wassergeschwindigkeit v_x berechnen.

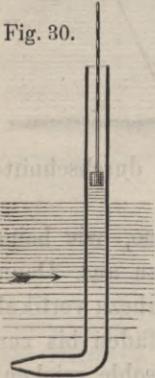
Fig. 29.



ist f_1 der Querschnitt der Einflußöffnung (am horizontalen Schenkel), γ das Gewicht einer Kubikeinheit Wasser und g die Beschleunigung der Schwere, so ist der vom Wasser ausgeübte Stofs $f_1 \frac{v_x^2}{2g} \gamma$. Das Gewicht der Wassersäule, welches diesem Stofs das Gleichgewicht hält, ist $f_2 h \gamma$, wenn f_2 den Querschnitt des vertikalen Rohrschenkels bezeichnet. Sonach ist

$$f_1 \frac{v_x^2}{2g} \gamma = f_2 h \gamma, \text{ oder } v_x = \sqrt{2gh \frac{f_2}{f_1}}, \dots \dots \dots 16.$$

Fig. 30.



Hierin ist $\sqrt{\frac{f_2}{f_1}}$ ein für jedes Instrument bekannter Koeffizient. Außerdem ist auch $\sqrt{2g}$ konstant und schließlichs muß noch ein Erfahrungskoeffizient hinzugefügt werden, sodaß man einfach

$$v_x = \mu \sqrt{h} \dots \dots \dots 17.$$

setzen kann. Der Koeffizient μ muß für jeden Apparat durch vergleichende Messungen derselben Geschwindigkeit mit verschiedenen Instrumenten bestimmt werden.

Die Handhabung der Pitot'schen Röhre ist allerdings eine sehr einfache; allein die damit erzielten Resultate sind ziemlich ungenau. Abgesehen davon, daß die Kapillarattraktion des Rohres sich geltend macht, ist infolge der Schwankungen des Wassers im Rohre das Ablesen des Wasserstandes im vertikalen Rohrschenkel schwierig und ungenau — um so weniger genau, je kleiner die Geschwindigkeit ist. Duchemin⁷⁸⁾ gab deshalb diesem Apparate die etwas abgeänderte, aus Fig. 30 ersichtliche Gestaltung. Pitot selbst brachte später an seiner Röhre gleichfalls Abänderungen und Verbesserungen an. Ebenso beschreibt Boileau in seinem „*Traité de la mesure des eaux courantes* (Paris 1854, S. 274)“ eine verbesserte Pitot'sche Röhre. Von nicht geringem Interesse sind Reichenbach's Verbesserungen an diesem Apparate.⁷⁹⁾

Indessen behielt die Pitot'sche Röhre in allen diesen Formen viele Unvollkommenheiten. Erst Darcy gab derselben für die von ihm und Bazin ausgeführten Messungen eine Einrichtung, welche sie für hydrometrische Untersuchungen geeignet macht.

Ein leicht herstellbares Hydrometer und eine neue Methode zur Messung der Geschwindigkeit des Wassers, wobei das Prinzip der Pitot'schen Röhre gleichfalls in Anwendung kommt, ist von v. Wagner angegeben worden. Näheres zu finden in: Deutsche Bauz. 1873, S. 100 und von v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1880.

β. Darcy'sche Röhre. Die von Darcy angegebene Einrichtung schließt sich an die Pitot und Reichenbach angebrachten Verbesserungen an.

Die beiden Glasrohre C und D (Fig. 31) sind in einer Eichenholztafel AB eingelassen, und die unteren Enden sind in ein kupfernes Verbindungsstück eingekittet.

⁷⁸⁾ Recherches expérimentales sur les lois de la résistance des fluides.

⁷⁹⁾ Vergl. Bauernfeind, C. M. Elemente der Vermessungskunde. 5. Auflage. München 1876, I. Bd. S. 449. — Engelbreit, K. Die Instrumente der höheren und niederen Geodäsie und Hydrometrie. Nürnberg 1862, S. 79. — Bornemann, K. R. Hydrometrie. Freiberg 1849. — Weisbach, J. Über die Pitot'sche Röhre. Polyt. Centralbl. 1847, S. 529. — Gieseler. Verbesserung der Pitot'schen Röhre. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 700 u. 982, sowie Schweiz. Bauz. 1885, S. 66.

Durch das letztere geht ein Hahn *F* hindurch, mittels dessen von oben aus (mit Hilfe von Leinen) die Öffnungen beider Rohre reguliert werden können. Unter dem Verbindungsstück sind die Rohre *C* und *D* als Kupferrohre fortgesetzt. Dieselben sind rechtwinklig umgebogen und so weit zur Seite der Holztafel gelegt, daß der vom Apparat erzeugte Stau keinen Einfluß auf die Mündungen ausüben kann. Die Mündung *c* des Rohres *C* liegt normal zur Strömung, die Mündung *d* des Rohres *D* dagegen parallel dazu. Infolge dessen steht in *C* der Wasserspiegel höher als in *D*.

Auch am oberen Ende sind die beiden Rohre *C* und *D* mit einer metallenen Fassung versehen, in welcher ein Hahn *E* angebracht ist, der in geschlossenem Zustande beide Röhren gegen die atmosphärische Luft abschließt. Wenn der Apparat eingetaucht ist, so kann man durch Saugen am oberen Hahne das Wasser in den Rohren bis in eine zur Beobachtung bequeme Höhe aufsaugen, hierauf den Hahn schließen und wie gewöhnlich ablesen.

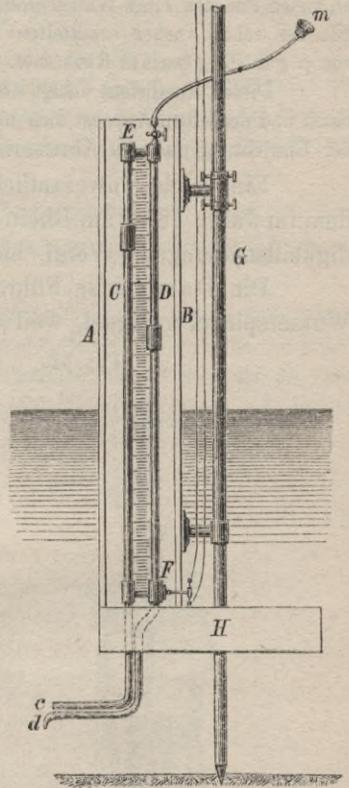
Soll eine Geschwindigkeitsmessung vorgenommen werden, so befestigt man den Apparat an einem Eisenstabe *G* und läßt ihn soweit in das Wasser hinab, bis die Mündungen *c* und *d* in jener Tiefe liegen, in welcher man die Geschwindigkeit messen will. Die Tafel *AB* ist um den Eisenstab *G* drehbar und wird durch das Steuer *H* stets so eingestellt, daß *c* und *d* in der Richtung der Strömung liegen. Öffnet man nun mittels der einen Leine den Hahn *F*, so nimmt das Wasser in den Rohren die der Geschwindigkeit entsprechenden Höhen an. Sind diese eingetreten, so hebt man das Wasser durch Saugen bei *m* bis zur passenden Höhe empor, schließt den Hahn *E* und, sobald die Wassersäulen beharren, mittels der zweiten Leine auch den Hahn *F*, worauf man die Höhen *h*₁ und *h*₂ der beiden Wassersäulen abliest. Die gesuchte Geschwindigkeit ist alsdann

$$v_x = \mu \sqrt{h_1 - h_2}, \dots \dots \dots 18.$$

Zum Ablesen dient am besten eine verschiebbare Skala (bis zu Millimetern eingeteilt), deren Nullpunkt man am höheren Wasserspiegel anlegt.

Ist die Geschwindigkeit in großer Tiefe zu messen, sodafs der ganze Apparat unter Wasser getaucht wird, so entsteht die Schwierigkeit, daß man sehr lange Wasserstandsrohre haben muß. Darcy erleichterte die Anwendung des Apparates noch dadurch, daß er durch den Hahn *E* in beide Rohre Luft einpresste. Da die beiden Rohre oben miteinander in Verbindung stehen, so ist der Höhenunterschied der Wasserspiegel in denselben ebenso groß, als wenn kein Druck von oben ausgeübt würde.⁸⁰⁾

Fig. 31. M. 0.05.



⁸⁰⁾ Beschreibungen der Darcy'schen Röhre (*Tube Darcy*) sind zu finden in: Darcy. Note relative à quelques modifications à introduire dans le tube de Pitot. Ann. des ponts et chaussées 1858, 1. Sem., S. 351. — Saleron, J. Verbesserte Pitot'sche Röhre, angegeben von Darcy. Nach Cosmos 1857, livr. 22, S. 611; Polyt. Centralbl. 1858, S. 251. — Darcy, H. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris 1856, S. 543. —

den Wasserstand, als den Wasserdruck auf das durch Hähne X , R und P regulierbare Manometer, an welchem eine doppelte Skala (Millimeter und Geschwindigkeiten) beweglich angebracht ist, sodafs sich ihr Nullpunkt auf den Spiegel des Wassers zur Zeit der Ruhe einstellen läfst; während der Beobachtung kann man somit die Geschwindigkeit des Wassers unmittelbar ablesen.

Ritter nimmt das Verhältnis $\frac{v_m}{v_o} = 0,85$ an, wobei sich die Abflusmengen nach Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit in den einzelnen Vertikalen des Querprofils annähernd bis auf etwa 10% Abweichung von anderen Arten des Messens berechnen lassen sollen. Ein Nachteil dieser, wie überhaupt der Darcy'schen Röhre ist das durch die pulsierende Wasserbewegung veranlafste Schwanken des Wassers während der Beobachtung und die hierdurch entstehende Schwierigkeit, den Mittelwert der Schwankungen festzustellen, wobei Fehler unvermeidlich bleiben.

γ. Franck'sche Röhre. Dieselbe bezweckt die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen des Wasserlaufs durch Messung des mittleren hydraulischen Drucks.

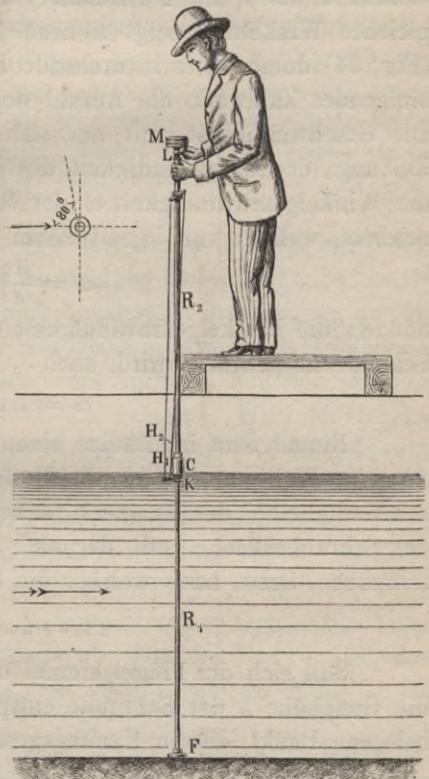
Der Apparat besteht aus einer der Länge nach geschlitzten, in das Wasser eintauchenden Röhre R_1 (Fig. 33), der über Wasser stehenden, bis zum Beobachter reichenden Röhre R_2 , welche unten mit einem Cylinder C versehen ist, und aus einem die Röhre R_2 oben abschließenden Manometer M . Die Röhre R_1 läfst sich in die Röhre R_2 einschieben und durch Kuppelung K in jeder Höhenlage feststellen. Zur Handhabung dienen zwei Hebel H_1 und H_2 . An der Röhre R_1 ist unten zum Aufstellen auf die Sohle des Bettes eine Fußplatte F und an der Röhre R_2 oben zum Ablassen der darin eingeschlossenen Luft ein Lufthahn L .

Beim Versuch wird das ausgeschobene Rohr R_1 bis auf die Bettsohle, das Rohr R_2 mit dem Cylinder C bis zum Wasserspiegel gesenkt, dann dort gekuppelt und nunmehr R_1 fast senkrecht zur Stromrichtung (etwa um 80° gedreht, vergl. die Nebenfigur) eingestellt, sodafs das im Schlitz eindringende Wasser nicht saugend oder drückend wirkt, sich vielmehr nach Öffnung des Lufthahns L im Innern der Röhre R_1 gleich hoch mit dem äufseren Wasserspiegel stellt. Wird jetzt der Lufthahn geschlossen und der Rohrschlitz gegen die Strömung gerichtet, so macht sich, der Geschwindigkeit des Wassers entsprechend, der hydraulische Druck im Rohr R_1 geltend und überträgt sich auf die in R_2 eingeschlossene Luft, bezw. auf das Manometer, dessen Zeiger, vorher auf Null stehend, an der Skala die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Vertikalen anzeigt. Der Zeiger unterliegt hierbei in Folge der pulsierenden Bewegung des fließenden Wassers stetigen Schwankungen, welche eine genaue Feststellung des mittleren Standes erschweren, sodafs dieser nur aus den verschiedenen Stellungen des Zeigers annähernd zu entnehmen ist; dies ist ein Mangel, an dem sämtliche hydrometrische Röhren leiden.

Übrigens erleichtert und beschleunigt der Apparat die Messungen erheblich, da eine Beobachtung zur Feststellung der mittleren Geschwindigkeit in der Vertikalen führt.

Der Apparat ist auch zur Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit geeignet. Der Koeffizient des Instrumentes ist durch Versuche und Vergleichung mit anderen Meßapparaten zu ermitteln, doch wird sich mit Rücksicht auf das Manometer, von dessen Zuverlässigkeit die Richtigkeit der Messungen abhängt, eine öftere Kontrolle empfehlen. Man vgl. Deutsche Bauz. 1888, S. 609 u. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 871, sowie auch Herschel. Der Venturi-Wassermesser. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 428.

Fig. 33.



b. Hydrometrische Flügel.

Für genaue Geschwindigkeitsmessungen und deren Verwendung zur Entwicklung der Wasserbewegungsgesetze reichen sämtliche bisher erörterten Apparate nicht aus, man ist vielmehr in diesen Fällen, sowie auch dann, wenn es sich um thunlichst zuverlässige Bestimmung der Wassermenge von Wasserläufen handelt, bis jetzt fast ausschließlich auf Verwendung hydrometrischer Flügel angewiesen. Meist kommen nur dort, wo derartige Flügel nicht anwendbar sind, anderweitige Apparate in Betracht.

Als Vorläufer des hydrometrischen Flügels läßt sich das S. 139 erwähnte Schaufelrad, auch hydrometrisches Rad genannt, bezeichnen, welches, wie ein unterschlächtiges Mühlenrad mit den unteren Schaufeln in das fließende Wasser eintauchend, in Drehung versetzt wird, wobei sich aus der Zahl der durch Aufrollung eines Fadens auf der Welle bestimmbaren Umdrehungen und dem bekannten Radius die Geschwindigkeit des Mittelpunkts der Schaufeln, d. i. annähernd die Geschwindigkeit des Wassers, aber nur in der obersten, der Schaufeleintauchung entsprechenden Wasserschicht, ermitteln läßt. Der hydrometrische Flügel gestattet dagegen das Umsetzen der fortschreitenden Bewegung in die drehende in jeder beliebigen Tiefe unter dem Wasserspiegel, indem das fließende Wasser 2 bis 4, an horizontaler Welle a befestigte, gegen die Drehungsebene unter gleichen Winkeln geneigt stehende Flügel oder schraubenförmig gebaute Schaufeln f (Fig. 34) durch Stofs in drehende Bewegung setzt, während ein mit der Welle zu vereinigendes Zählwerk die Anzahl der Umdrehungen in einer bestimmten Zeit angiebt. Die Geschwindigkeit, mit der sich die Flügelwelle dreht, ist sonach, abgesehen von Reibung, der Geschwindigkeit des Wassers proportional. Es ist also auch allgemein die Winkelgeschwindigkeit ω der Welle, wenn $d\varphi$ den unendlich kleinen Winkel bezeichnet, welcher von irgend einem Radius in dem Zeitelement dt durchlaufen wird,

$$\omega = \frac{d\varphi}{dt}, \dots \dots \dots 19.$$

und da die Winkelgeschwindigkeit durch die Anzahl n von ganzen Umdrehungen in der Sekunde ausgedrückt wird, auch

$$\omega = n \cdot 2\pi, \dots \dots \dots 20.$$

Nimmt man im Radius einen Punkt in der Entfernung r von der geometrischen Axe der Welle an, so ist die Umfangsgeschwindigkeit dieses Punktes gleich der Geschwindigkeit v des Wassers, daher $v = r \cdot n \cdot 2\pi$. Hierin ist $r \cdot 2\pi$ die Ganghöhe h der Schraubenfläche, mit der sich die Flügel gleichsam durch das Wasser hindurchschrauben, bzw. nach welcher die Schaufeln geformt sind, daher

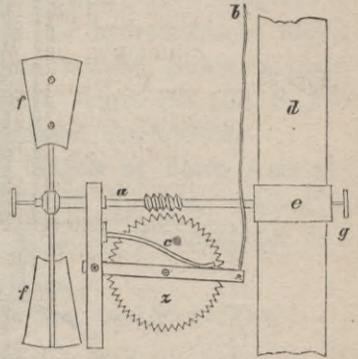
$$v = h \cdot n \text{ und } n = \frac{v}{h} \dots \dots \dots 21.$$

Soll sich der Flügel einmal drehen, so hat das Wasser den Weg h zurückzulegen, die Ganghöhe h der Schraube entspricht also einer Flügelumdrehung und der im Radius belegene Punkt, dessen Umfangsgeschwindigkeit mit der Wassergeschwindigkeit v übereinstimmt, liegt in der Entfernung $r = \frac{h}{2\pi}$.

α . Woltman'scher Flügel. Der Erfinder des hydrometrischen Flügels ist Woltman, welcher den Apparat in der Schrift „Theorie und Gebrauch des hydrometrischen Flügels. Hamburg 1790“ erläuterte und ihm folgende Anordnung gab, vergl. Fig. 34. Die Welle a , auf der die Flügel f an Flügelarmen befestigt sind, greift mit ihrer Schraube ohne Ende in ein gezahntes, in einem Rahmen gelagertes Rad z ein, sobald dasselbe durch den Beobachter mittels Anziehen der Schnur b entsprechend gehoben wird. Eine

Feder *c* dient zur Sicherung der Lösung dieser Verbindung beim Nachlassen der Schnur. Da ein Zahn des Rades *z* einer Umdrehung der Flügelwelle entspricht, ergibt sich die Zahl der in einer bestimmten Zeit erfolgten Umdrehungen aus der Zahl der abgelaufenen Zähne, welche aus der am Rade vorhandenen Teilung ermittelt werden kann. Der Apparat ist mit Hülse *e*, durch Schraube *g* an die Stange *d* befestigt, wird mit dieser bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt, gegen die Strömung gerichtet und nach erfolgter Messung durch den Beobachter zur Feststellung der Zahl der Umdrehungen gehoben, woraus sich dann die Wassergeschwindigkeit ergibt, wenn der Wert einer Umdrehung bekannt ist. Um eine selbstthätige Einstellung des Apparats in die Richtung der Strömung zu erreichen, wurde demnächst mit der Hülse *e*, unter Fortlassung der Schraube *g*, ein Steuer verbunden und zur Ablesung einer großen Zahl von Umdrehungen noch ein zweites Zahnrad mit Getriebe angebracht, wie denn überhaupt erst zahlreiche und wesentliche Abänderungen und Verbesserungen, deren Entwicklung nachstehend angegeben ist, zum zeitigen Grad der Vollkommenheit hydrometrischer Flügel geführt haben.

Fig. 34.



Weisbach und Lingke brachten 1840 namhafte Vervollkommnungen, z. B. bei der Steuervorrichtung u. s. w. an. Lapointe⁸¹⁾ legte die Flügel in eine Röhre und die Zählvorrichtung nach außen. Stevenson und Baumgarten⁸²⁾ konstruierten die Flügel als Schraubenflächen mit gleichbleibender Steigung und erzielten dadurch eine wesentliche Vervollkommnung. Auch Treviranus⁸³⁾ gestaltete die Flügel seines verbesserten Hydrometers als Schraubenflächen. Boileau beschreibt⁸⁴⁾ einen hydrometrischen Flügel mit einer langen Schraube und ohne Räder.

Lange Zeit hindurch wurde der in Fig. 35, S. 150 dargestellte, verbesserte Woltman'sche Flügel benutzt, der auch jetzt noch vielfache Anwendung findet. Derselbe besteht aus einem halbkreisförmigen Rahmen *abc*, welcher durch Ansatzstück *d* mit einem, um die Meßstange *e* drehbaren Steuerruder *f* verbunden ist. Am Hebel *g*, welcher durch Feder *h* in seiner Stellung erhalten wird, sind zwei, das Zählwerk des Apparats bildende gezahnte Rädchen *m*, *n* und ein kleines Getriebe, das beide verbindet, gelagert. Wird der Hebel *g* mittels Schnur *l* durch den Beobachter angezogen, so greift das Zahnrad *n* in die Schraube ohne Ende *o* der bei *a* und *c* gelagerten, etwa 15 cm langen Flügelwelle ein, sodafs die Drehung des Zählwerks erfolgt, sobald die auf der Welle befestigten Flügel *r* durch das fließende Wasser bewegt werden. Beim Nachlassen der Schnur *l* tritt das Zählwerk unter Wirksamkeit der Feder *h* außer Betrieb. Eine Schnur *k*, welche am Steuer befestigt ist, dient zur Einstellung des Apparats in der gewünschten Tiefe. Bei einer Umdrehung der Flügelwelle wickelt sich von *n* ein Zahn ab. Hat das Rad *n* 100, das Getriebe 10 und das Rad *m* 100 Zähne, so macht, bei dem Umsatzverhältnis 1:10,

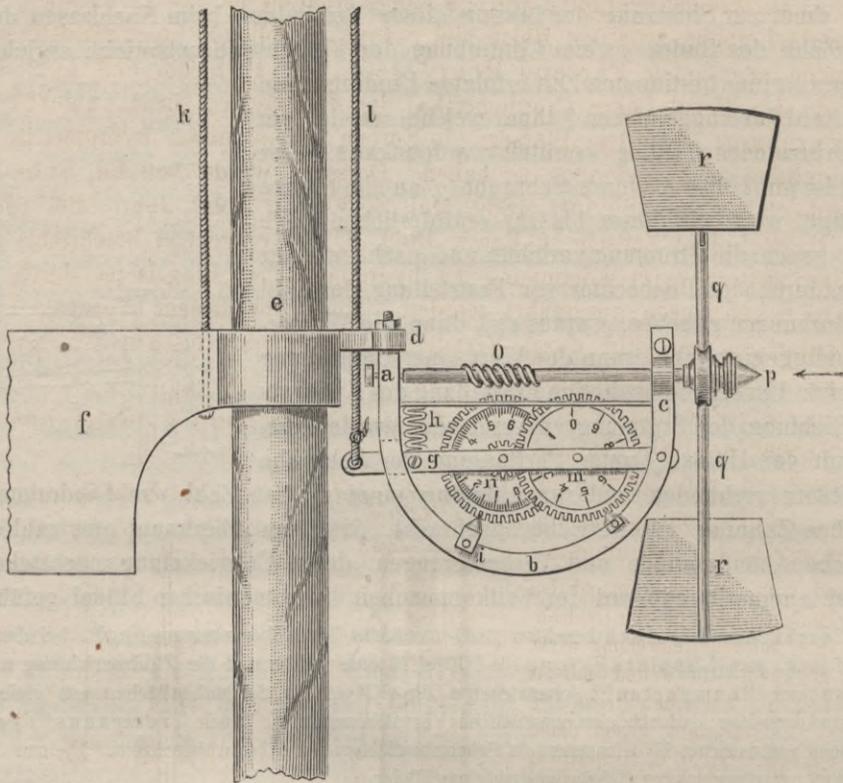
⁸¹⁾ Mémoire sur le jaugeur ou appareil propre à mesurer, pendant un temps indéterminé, le produit constant ou variable d'un cours d'eau. Comptes rendus, Tome 21^{me}, S. 1164.

⁸²⁾ Sur le moulinet de Woltman, destiné à mesurer les vitesses de l'eau, sur son perfectionnement et sur les expériences faites avec cet instrument. Ann. des ponts et chaussées 1847, 2. Sem., S. 326. Polytechn. Centralbl. 1849, S. 863.

⁸³⁾ Über Verbesserungen in der Konstruktion und im Gebrauche des Woltman'schen hydrometrischen Flügels. Allg. Bauz. 1861, S. 125. — Hauer, J. v. Über den Woltman'schen Flügel und Treviranus' verbesserte Meßmethode mit diesem Instrumente. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1862, S. 116. — Treviranus, L. G. Bemerkungen zum vorhergehenden Aufsatz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1863, S. 165.

⁸⁴⁾ Traité de la mesure des eaux courantes. Paris 1854.

Fig. 35.



das Rad n 10 Umdrehungen, während m nur eine Drehung vollzieht, sodafs sich 1000 Umdrehungen ablesen lassen. Die Mefsstange e reicht bis zur Sohle des Bettes hinab und lehnt sich oben an den verankerten Beobachtungskahn, sodafs sie gegen Schwankungen soweit als thunlich gesichert ist, während sich der Flügel durch das Steuerruder in die Strömung einstellt. Mit derartigen Apparaten ermittelte Verfasser die Wassermenge der Memel, vergl. Anmerk. 100, S. 187.

Die bis hier beschriebenen Woltman'schen Flügel leiden an dem Übelstande, dafs sie nach jeder Beobachtung behufs Feststellung der Zahl der Umdrehungen aus dem Wasser zu heben sind, wodurch viel Zeit verloren geht und auch Irrtümer eintreten können. Es wird ferner bei starker Strömung die Schnur l derartig beeinflusst, dafs das Ein- und Auslösen des Zählwerks nicht mehr sicher ist, sodann ist die Reibung zwischen Hülse und Mefsstange so erheblich, dafs der Apparat durch sein Eigengewicht allein nicht mehr an der Stange herabgleitet, daher belastet werden mufs. Dieser letztere Übelstand läfst sich zwar durch Festschrauben der Hülse an der Stange beseitigen, doch bedingt dies für jede Beobachtung ein Heben und Senken der Stange, wobei leicht eine Ortsänderung und mit dieser eine neue Fehlerquelle eintritt. Endlich ist auch die Handhabung des Apparats in grossen Tiefen kaum durchführbar.

β. Elektrische Flügel. Beseitigung oder doch wesentliche Milderung aller dieser Übelstände gelang erst, als man den galvanischen und elektrischen Strom zur Kennzeichnung der Zahl der Umdrehungen verwendete, und das Zählwerk über dem Messer anbrachte. Der Flügel konnte nunmehr am Beobachtungsort verbleiben, während dem Beobachter nur die Feststellung der Zeit, in welcher der Flügel eine gewisse Zahl von Umdrehungen vollzog, oblag. Auch konnte fortan die Stange, da sie in einer Vertikalen

nur einmal aufzustellen war, eine gröfsere Länge erhalten und bei Verwendung von Eisen die gleitende Reibung zwischen Hülse und Stange in rollende umgewandelt werden.

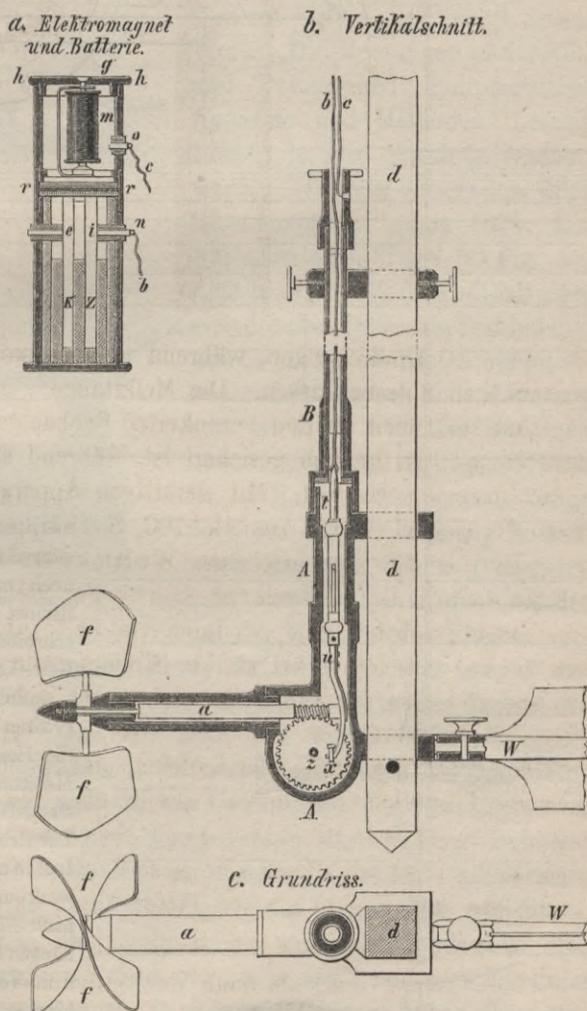
Zuerst verwendete Farrand Henry 1867 und 1868 bei den hydrometrischen Arbeiten in den Great Lakes (Nordamerika) den elektrischen Strom, unter Anbringung der Zählvorrichtung über dem Wasser. In Europa scheint dieser hydrometrische Flügel eine Verbreitung nicht gefunden zu haben. Derselbe wurde von Ed. Schmitt (nach dem Journ. of the Franklin Inst. 1869, Mai, S. 305) in Polyt. Journ. Bd. 193, S. 345 und von Herschel in Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 415 eingehend beschrieben.

Eine weitere Vervollkommnung des hydrometrischen Flügels ist durch Amsler-Laffon in Schaffhausen ausgeführt worden. Auch bei diesem Apparat, welcher in Fig. 36 dargestellt ist, wird durch Vermittelung eines galvanischen Stromes über dem Wasser die Zeit beobachtet, während welcher eine bestimmte Zahl von Umdrehungen (100) gemacht wird. Doch ist die Einrichtung einfacher und bequemer, als bei dem eben erwähnten Instrumente.

Das Rad z (s. Fig. 36 b) macht bei 100 Flügelumläufen eine einzige Umdrehung. Bei jeder solchen Umdrehung wirkt ein Stift x auf einen Hebel u und schliesst dadurch bei t den galvanischen Strom. Die betreffenden Drahtleitungen gehen dabei durch ein eisernes Gasrohr B , in welchem der Draht durch Kolophonium isoliert wird. Gleichzeitig dient das Rohr B dazu, den Flügel unter Wasser an der vierkantigen Stange d in jeder beliebigen Höhe feststellen zu können. W ist das Steuer des Apparats.

Der galvanische Strom wirkt auf den Elektromagnet m , welcher im oberen Teile eines leicht zu befördernden cylindrischen Gehäuses rr (Fig. 36 a) angebracht ist, dessen unterer Teil die Batterie enthält. Bei Schließung des Stromes zieht der Elektromagnet den Anker g an, der jedoch zurückgeht, sobald der Hebel u von dem Stift x abfällt und der Strom nicht mehr geschlossen ist. Der Augenblick des Stromschlusses dient lediglich dazu, dem Beobachter anzuzeigen, dafs das zu beobachtende Zeichen in einigen Sekunden eintreten wird. Hierzu läfst das Spiel des Elektromagnets einen farbigen Punkt in der Öffnung des Deckels h des Gehäuses rr erscheinen und verschwinden. Die galvanische Batterie besteht aus einem Zink-Kohlen-Element ZK . Der positive Strom geht von der Zinkplatte Z bei i durch das Messingknöpfchen n in den Leitungsdraht b über und von da aus in die isolierte Leitung b des Gasrohres B , welche Leitung von oben am Anfange des Gehäuses A , in unmittelbarer Nähe von t , endet. Der negative Strom geht von der Kohle K bei e in die Metallwand des Gehäuses rr , durchläuft die

Fig. 36.
Hydrometrischer Flügel von Amsler-Laffon.
M. 0,25.



Windungen des Elektromagnets m und gelangt mit Hilfe des Knöpfchens o in die umspinnene Drahtleitung c , welche diesen Strom in das Gasrohr B überträgt, wodurch derselbe weiter nach A und z geleitet wird. Beide Ströme vereinigen sich dann, wenn durch die Berührung zwischen dem Stift x und dem Hebelende u der Schluß der Ströme bei t erfolgt.

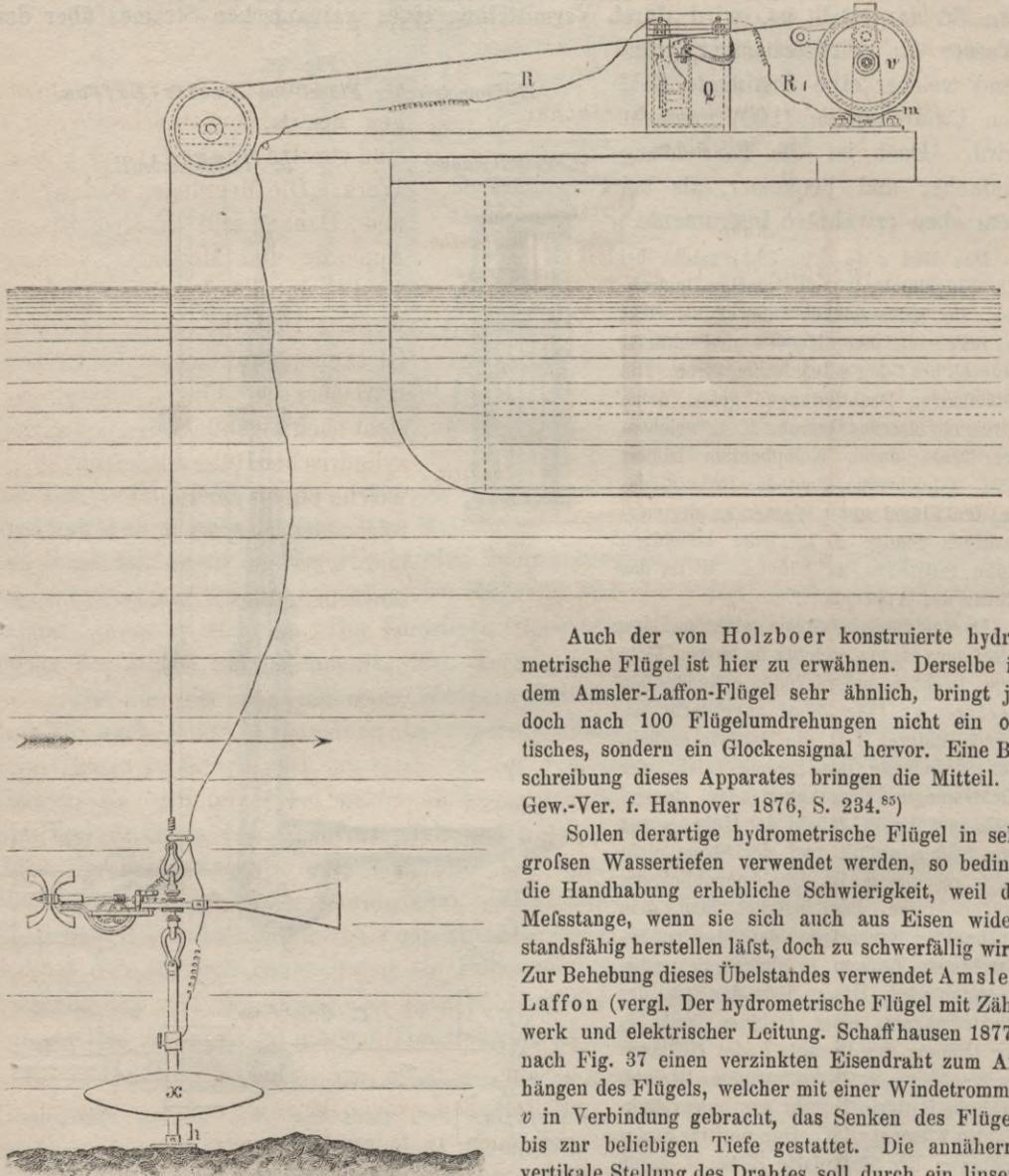
Ansführliche Beschreibungen des Amsler-Laffon'schen Apparates finden sich in:

Harlacher, A. R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Blätter 1871, S. 91.

Rühlmann. Über Amsler-Laffons Woltman'schen Flügel mit elektromagnetischem Zählapparat. Mitteil. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1873, S. 12. Polyt. Journ. Bd. 208, S. 168.

Bauernfeind, C. M. Elemente der Vermessungskunde. 5. Aufl. München 1876, I. Bd. S. 466.

Fig. 37.



Auch der von Holzboer konstruierte hydrometrische Flügel ist hier zu erwähnen. Derselbe ist dem Amsler-Laffon-Flügel sehr ähnlich, bringt jedoch nach 100 Flügelumdrehungen nicht ein optisches, sondern ein Glockensignal hervor. Eine Beschreibung dieses Apparates bringen die Mitteil. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1876, S. 234.⁵⁵⁾

Sollen derartige hydrometrische Flügel in sehr großen Wassertiefen verwendet werden, so bedingt die Handhabung erhebliche Schwierigkeit, weil die Meßstange, wenn sie sich auch aus Eisen widerstandsfähig herstellen läßt, doch zu schwerfällig wird. Zur Behebung dieses Übelstandes verwendet Amsler-Laffon (vergl. Der hydrometrische Flügel mit Zählwerk und elektrischer Leitung. Schaffhausen 1877), nach Fig. 37 einen verzinkten Eisendraht zum Anhängen des Flügels, welcher mit einer Windtrommel v in Verbindung gebracht, das Senken des Flügels bis zur beliebigen Tiefe gestattet. Die annähernd vertikale Stellung des Drahtes soll durch ein linsen-

⁵⁵⁾ Vergl. auch: Polyt. Journ. Bd. 224, S. 47.

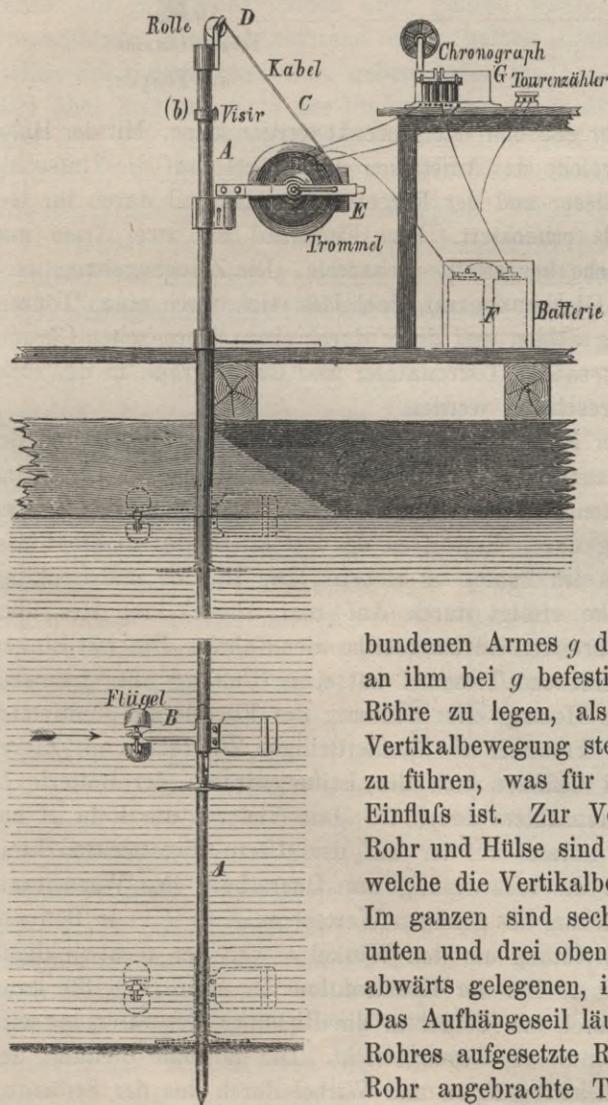
förmiges 40 kg schweres Eisengewicht x gesichert werden. Der Flügel stellt sich hierbei in die Richtung der Strömung ein und ist zu diesem Zweck an einem Karabinerhaken aufgehängt. Sobald ein in der Linse befindlicher Taster h die Sohle des Bettes berührt, erfolgt Schluss des elektrischen Stroms. Der letztere wird von der Batterie Q aus durch die Leitung R_1 bezw. das Drahtseil und durch die Leitung R dem Flügel und dem Taster zugeführt.

Versuche, welche Verfasser mit einem derartigen Flügel im Rhein bei Wesel in 10 m Wassertiefe, woselbst die Geschwindigkeit 2 bis 2,5 m betrug, anstellte, ergaben, daß sich die vertikale Stellung des Drahtseils nicht erhalten liefs. Die Strömung trieb die Linse abwärts und es traten Abweichungen des Drahtseils von der Vertikalen von 30 bis 45° und so starke Schwankungen ein, daß die Geschwindigkeit nicht mit Sicherheit gemessen werden konnte. Zur Sicherung der vertikalen Stellung des Drahtseils würde die Linse entweder durch ein Zugseil mit dem Messungskahn zu verbinden oder in der Flußbettsohle zu verankern sein. Seitliche Schwankungen des Flügels sind aber auch dann nicht ganz zu vermeiden. — Über die von Frese gewonnenen Erfahrungen bei Wassermessungen in der Leine bei Hannover vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 597—600.

Fig. 38—40.

Hydrometrischer Flügel von Harlacher.

Fig. 38. M. 0,04.



Wesentliche Vervollkommnungen des hydrometrischen Flügels sind von Harlacher (vergl. dessen Werk: „Die Messungen in der Elbe und Donau und hydrometrische Apparate und Methoden. Leipzig 1881“) in die Praxis eingeführt worden. Derselbe verwendete einen Glockenapparat schon 1875. Der Harlacher'sche Flügel (s. Fig. 38) steht nach Fig. 39 (S. 154) mit einer cylindrischen Hülse a in Verbindung, welche ein bis zur Flußsohle hinreichendes, eisernes Rohr A umfaßt und wird an letzterem auf- und abwärts geführt. Zu diesem Zweck ist im Rohr A der ganzen Länge nach ein bei der Messung flussabwärts liegender Schlitz f ausgehobelt, welcher zur Aufnahme des mit der Hülse a des Flügels verbundenen Armes g dient. Letzterer gestattet sowohl, das

an ihm bei g befestigte Aufhängeseil in das Innere der Röhre zu legen, als auch den Flügel während seiner Vertikalbewegung stets normal zur Ebene des Querprofils zu führen, was für die Genauigkeit der Messungen von Einfluß ist. Zur Verminderung der Reibung zwischen Rohr und Hülse sind an letzterer Laufrollen c angebracht, welche die Vertikalbewegung des Flügels sehr erleichtern. Im ganzen sind sechs Rollen vorhanden und zwar drei unten und drei oben, wovon je zwei, und zwar die flussabwärts gelegenen, in federnden Lagern ruhen (Fig. 39). Das Aufhängeseil läuft über eine am oberen Ende des Rohres aufgesetzte Rolle und von dieser über eine am Rohr angebrachte Trommel mit Kurbel, durch deren

Fig. 39. M. 0,05.

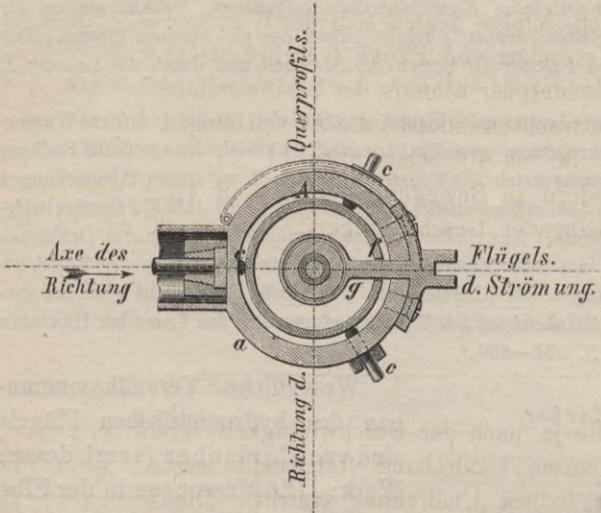
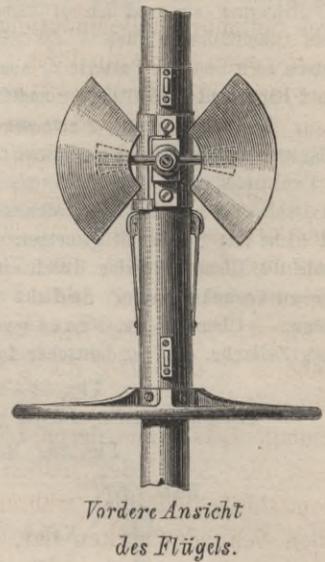


Fig. 40. M. 0,15.



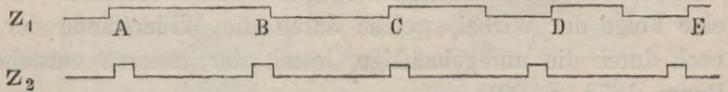
Drehung der Flügel beliebig am Rohr gehoben oder gesenkt werden kann. Mit der Hülse ist unten eine Scheibe verbunden, welche das Aufstoßen des Flügels auf die Flußsohle verhindert, den Abstand zwischen dieser und der Flügelaxe festlegt und durch ihr Gewicht das Hinunterlassen des Flügels erleichtert. Das Flügelrad hat zwei Arme und zwei genau nach einer Schraubenfläche hergestellte Schaufeln. Die Zeichengebung nach n Umdrehungen erfolgt durch einen Glockenapparat, doch läßt sich durch einen Tourenzähler auch jede einzelne Umdrehung zählen und diese durch einen Morse'schen Chronographen auf Papierstreifen darstellen, sobald Tourenzähler und Chronograph in den elektrischen Stromkreis des Flügels eingeschaltet werden.

Bezüglich der Einzelheiten der Konstruktion des Harlacher'schen Flügels und der Hilfsapparate wird auf das obengenannte Werk verwiesen. Hier soll nur die allgemeine Anordnung des in Fig. 38 dargestellten Flügels erläutert werden. Danach ist das eiserne Rohr A in seiner vertikalen Stellung durch Einstoßen des unteren Endes in die Flußsohle und oben durch Anlehnung an ein Ponton zu sichern. Die Hebung und Senkung des Flügels B mit Hülse und Scheibe erfolgt durch Auf- und Abwicklung des über die Rolle d nach der Trommel E führenden Aufhängeseils oder Kabels. Die mit Rinnen in schraubenförmiger Anordnung versehene Trommel hat einen Umfang von 1 m, sodaß sich das Maß der jedesmaligen Hebung oder Senkung des Flügels auf Centimeter genau ermitteln läßt, wenn mit der Trommel ein hundertteiliges Zifferblatt mit Zeiger verbunden wird. An der Trommel befinden sich die Leitungsdrähte der Batterie F , des Chronographen G und des Tourenzählers neben G . Das Visier b am Rohr A hat den Zweck, die Flügelaxe genau normal zu der auf den Ufern abgesteckten Linie des Querprofils einzurichten, da nur die rechtwinklig zum Querschnitt des Wasserlaufs wirkende Geschwindigkeit bei Ermittlung des genauen Wertes von $A = F \cdot v$ in Betracht kommt, sodaß, wenn die Strömungsrichtung um den Winkel α von der rechtwinkligen abweicht, statt v zu setzen ist $v \cdot \cos \alpha$. Bei der Konstruktion der Hülse Fig. 39 kann sich der Flügel nicht selbstthätig durch das Steuer in die Richtung der Strömung einstellen, es wirkt daher das Steuer nur als Gegengewicht. Die normale Stellung der Flügelaxe hat den Nachteil, daß Rückströmungen und Wirbel durch das der Strömung

entgegretrende Steuer entstehen, welche die Drehung der Flügellaxe beeinflussen und durch Seitendruck Behinderung erzeugen, infolge dessen sich der Wert von $v \cdot \cos \alpha$ nicht immer genau ermitteln läßt. Nach Versuchen von Frese (vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 911—914) ist ein hindernder Einfluß der Schrägstellung bei $\alpha = 10^\circ$ kaum bemerkbar. Mit zunehmendem α wachsen indessen die Abweichungen und betragen bei $\alpha = 20^\circ$ etwa 2,5% und bei $\alpha = 30$ bis 40° schon etwa 11%.

Der Chronograph setzt zwei Federn in Bewegung, welche mit Tinte auf einem Papierstreifen, welcher mit gleich bleibender Geschwindigkeit (10 bis 30 mm in der Sekunde) fortschreitet, die

Fig. 41.



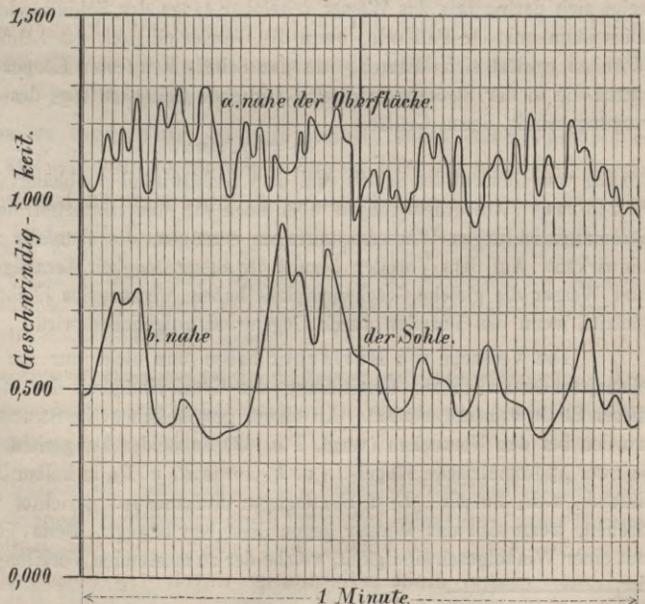
gebrochenen Linien Z_1 und Z_2 (Fig. 41) darstellen. Die Linien AC , CD , DE in Z_1 entsprechen je einer Umdrehung, sodafs aus deren Längen, die je nach der Geschwindigkeit verschieden sind, genau die Zeit jeder halben oder ganzen Umdrehung festgestellt werden kann, da Stromschluß jedesmal während einer halben Umdrehung eintritt. Die Linien in Z_2 stellen Sekundenmarken dar, geben daher bei Vergleichung mit Z_1 ein übersichtliches Bild über Zeit und Zahl der Umdrehungen. Aus den Aufzeichnungen des Chronographen läßt sich die Geschwindigkeit als Funktion der Zeit oder die Geschwindigkeitskurve darstellen, vergl. Harlacher, Henneberg und Smreker: Methode und Apparat zur direkten Messung von Geschwindigkeiten. Techn. Blätter 1884. 1. Heft, S. 1—43.

Harlacher hat seinen Apparat unter Verwendung des Chronographen zu wissenschaftlich bedeutsamen Versuchen über die pulsierende Bewegung des Wassers (vergl. § 26) und über das sog. Voreilen thalwärts mit der Strömung treibender Schiffe verwendet.

Die pulsierende Bewegung des Wassers giebt sich bekanntlich dadurch zu erkennen, dafs verschiedene, in ein und demselben Punkt mit Woltman'schen Flügeln ange-

stellte Beobachtungen von gleicher Dauer selbst beim Beharrungszustand der Wasserläufe keine Übereinstimmung der Zahl der Umdrehungen liefern. In der Geschwindigkeit des Wassers treten also während der Messungen Veränderungen ein. So stimmten beispielsweise die Zahlen der Umdrehungen bei je dreimaliger Messung von je 100 Sekunden Zeitdauer in 301 Messungspunkten der Memel (vergl. Anmerk. 100) nur in 4 Messungspunkten überein, während sie in 297 um 1 bis 21 verschieden waren und zwar durchschnittlich je 3 Messungsergebnisse für ein und denselben Punkt um 6,22 Umdrehungen für den einen und um 8,03 Umdrehungen für den

Fig. 42.



Maßstab für die Abscissen 1 Sekunde = 1,25 mm,
Maßstab für die Ordinaten = 0,05.

anderen der dort verwendeten Flügel. Harlacher ist es nun gelungen, die pulsierende Bewegung des Wassers mit dem Chronographen bildlich darzustellen und hierdurch zur weiteren Erforschung dieser Bewegung wesentlich beizutragen. Von den Ergebnissen seiner Beobachtungen in der Elbe bei Tetschen sind diejenigen in zwei Punkten einer Vertikalen und zwar 0,20 m unter dem Wasserspiegel bzw. 0,25 m über der Sohle (= 1,57 m unter dem Wasserspiegel) auf die Dauer je einer Minute in Fig. 42, S. 155 dargestellt. Hier-nach zeigt die Geschwindigkeit des Wassers im obersten Punkt Schwankungen bis 36 cm, im untersten sogar bis 58 cm. Harlacher empfiehlt deshalb die Dauer der Beobachtung in jedem Punkt, behufs thunlichst richtiger Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit, auf etwa 5 Minuten auszudehnen und bezeichnet die pulsierende Bewegung als eine Folge der Wirbel, welche durch die Widerstände der Bettwandungen und mehr noch durch die unregelmäßige Gestalt der letzteren entstehen (vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 90).

Der vorbeschriebene Flügel wurde auch zur Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen durch sog. mechanische Integration benutzt und deshalb elektrischer Integrator genannt. Bei diesem Verfahren bewegt man den Flügel entweder vom Wasserspiegel nach der Sohle oder in umgekehrter Richtung mit gleichmäßiger Geschwindigkeit, wobei jede einzelne Umdrehung auf elektrischem Wege übertragen und dargestellt wird. Die mittlere sekundliche Umdrehungszahl entspricht dann derjenigen der mittleren Geschwindigkeit. Noch zweckmäßiger soll es sein, den Flügel einmal zu senken und dann sofort zu heben, oder umgekehrt. Gegen die Integration läßt sich indessen geltend machen, daß der Flügel hierbei zu kurze Zeit in jedem Punkte der Vertikalen verbleibt, das Messungsergebnis daher lediglich von der gerade im Augenblick der Messung vorhandenen Geschwindigkeits-Komponente abhängig ist, ohne der pulsierenden Bewegung des Wassers Rechnung zu tragen, daß ferner der Flügel beim Senken aus der größeren Wassergeschwindigkeit in die kleinere und beim Heben aus der kleineren in die größere übergeht, sowie endlich, daß sich beim Senken und Heben die notwendige Änderung der Bewegungsrichtung ohne einen gewissen Zeitverlust nicht durchführen läßt. Hieraus erklären sich denn wohl auch, wenigstens teilweise, die von Harlacher gefundenen 1,6 bis 2,5% im Mittel betragenden Unterschiede zwischen der durch Integration und den aus der bildlichen Darstellung der Geschwindigkeiten mit Hilfe des Planimeters ermittelten mittleren Geschwindigkeiten.⁸⁶⁾

Das Voreilen thalwärts mit der Strömung treibender Schiffe, eine den Schiffen bekannte Thatsache, zeigt sich darin, daß das Wasser scheinbar längs der Schiffwände vom Vorder- nach dem Hinterteil fließt. Dies kann nur der Fall sein, wenn die Geschwindigkeit des Schiffs größer ist, als die des Wassers. Das Voreilen erklärt sich dadurch, daß das Schiff einen festen Körper bildet, der, auf geneigter Ebene gleitend, durch die in der Strömungsrichtung wirkende Seitenkraft q_1 des Körpergewichts q eine beschleunigte Bewegung erhält, deren Größe

$$q_1 = q \cdot \sin \alpha, \dots \dots \dots 22.$$

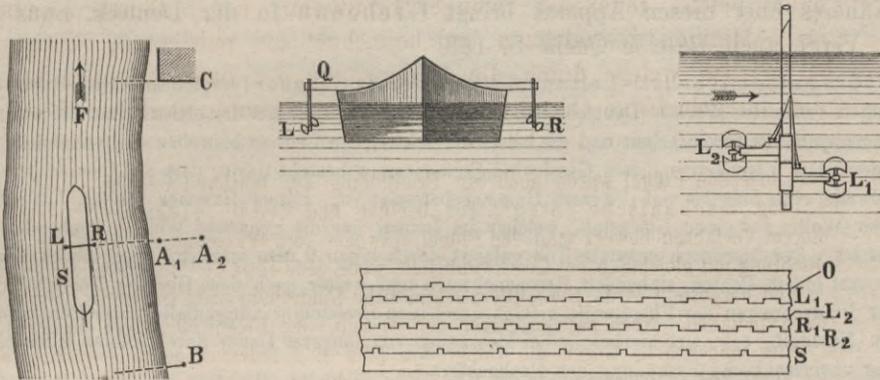
sonach vom Gewicht des Schiffs und dem Gefällwinkel α abhängt (vergl. Ruttman, Deutsche Bauz. 1887, S. 243/244). Außerdem mögen aber auch die das Hinterteil des Schiffes treffenden verschiedenartigen Strömungsrichtungen Wasseranstauungen erzeugen, die ebenfalls auf Beschleunigung der Schiffsbewegung hinwirken. Auf dem Voreilen beruht die Steuerfähigkeit derartiger Schiffe, weil das Steuer, wenn Schiff und Wasser die gleiche Geschwindigkeit haben, wirkungslos bleibt, ein Zustand, der zeitweise thatsächlich eintritt, wenn das Voreilen durch Gegenwind aufgehoben wird.

Die Versuche von Harlacher haben nun nicht nur zur Messung der Geschwindigkeit des Voreilens, sondern auch zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers geführt und mögen dieserhalb an dieser Stelle erörtert werden. An einem gewöhnlichen, im Stromstrich der Elbe schwimmenden Elbkahne wurden bei den Versuchen (vergl. Fig. 43) an beiden Langseiten, in etwa 1 m Entfernung von denselben, je zwei hydrometrische Flügel L_1 u. L_2 sowie R_1 u. R_2 in halber Tauchtiefe des Kahns derartig angebracht, daß L_1 u. R_1 flussab-, L_2 u. R_2 dagegen flussaufwärts gerichtet waren. Diese Flügel können sich nur drehen, wenn sich das Wasser gegen dieselben bewegt. Beim Voreilen drehen sich die Flügel L_1 u. R_1 mit einer Winkelgeschwindigkeit, welche der zu messenden Voreilungsgeschwindigkeit annähernd proportional

⁸⁶⁾ Die Methode der Integration wurde schon von Treviranus angegeben und nach Revy, Hydraulics of Great Rivers (London 1874) am La Plata, Paraná und Uruguay angewendet.

ist, während sich die Flügel L_2 u. R_2 rückwärts drehen. Hieran wurden sie indessen durch Sperrhaken gehindert, sodass ihre Drehung nur bei einem etwaigen Nacheilen des Kahns hätte erfolgen können, in welchem Falle die Flügel L_1 und R_1 , ebenfalls zur Verhinderung der Rückwärtsdrehung mit Sperrhaken versehen, zum Stillstehen veranlaßt worden wären. Ein Nacheilen des Kahns ergab sich indessen nicht. Ein solches ist übrigens für längere Dauer auch nicht wahrscheinlich, weil beim Nacheilen der Wasserstofs das Schiff treffen und auf dasselbe als festen Körper, welcher dem Stofs größeren Widerstand entgegengesetzt als eine gleich grofse bewegliche Wassermasse, daher auch einen größeren Teil der lebendigen Kraft des Wassers aufnimmt, beschleunigend einwirken würde.

Fig. 43.



Die vier Flügel standen mit vier in den elektrischen Strom eingeschalteten Chronographen in Verbindung, welche die in Fig. 43 dargestellten Linien zeichneten; von diesen ließen L_1 und R_1 die Umdrehungen der betreffenden Flügel, entsprechend der Geschwindigkeit des Voreilens, erkennen, während L_2 und R_2 gerade Linien bildeten, da sich die zugehörigen Flügel nicht drehten. Eine fünfte Feder bezeichnete in S die abgelaufenen Sekunden und eine sechste in O die bei der Fahrt angetroffenen Ortszeichen, deren Entfernungen nach der Stromkarte ermittelt wurden. Auf diese Weise liefs sich die absolute Kahngeschwindigkeit v_s ermitteln, indem der Kahn, wie ein Schwimmer in der Zeit t den Weg s durchfährt. Sonach konnte $v_s = \frac{s}{t}$ aus der Form vorgenannter Linien entnommen werden. Da die Voreilungsgeschwindigkeit $v_v = v_s - v$ ist, wenn v die Wassergeschwindigkeit bezeichnet, ergibt sich letztere unmittelbar aus

$$v = v_s - v_v \dots \dots \dots 23.$$

oder auch

$$v_s = v + v_v \dots \dots \dots 24.$$

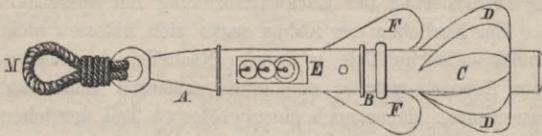
Diese Ergebnisse sind zur praktischen Verwendung besonders wertvoll, indem sich aus einer graphischen Darstellung der Kurven für v_v und v_s , unter Anwendung derselben Abscisse, auch die Wassergeschwindigkeitskurve für die durchfahrene Strecke herstellen läfst und aus dieser die Geschwindigkeiten des Wasserlaufs an jeder Stelle unmittelbar entnommen werden können. Bei einem in Anwesenheit des Verfassers auf der Elbe bei Hernskretschken angestellten Versuche war die Voreilungsgeschwindigkeit in geraden Strecken auf beiden Seiten des Kahns nahezu gleich, während sie in Krümmungen auf der konkaven Seite ab- und auf der konvexen zunahm. Auch plötzliche Profilverengungen veranlafsten Abnahme, ebenso vorbeifahrende Schiffe auf der denselben zugewendeten Seite.

7. Eigenartige Flügel. Von hydrometrischen Flügeln mit eigentümlichen Anordnungen sind hier noch zu nennen, wenn sie auch bisher zu Wassergeschwindigkeitsmessungen nur beschränkte Anwendung gefunden haben:

Das Patent-Log. Ursprünglich für seemännische Zwecke konstruiert, läfst sich dasselbe bei Beobachtungen von langer Zeitdauer auch für die Messung von Stromgeschwindigkeiten in Anwendung bringen.

Im wesentlichen ist das Patent-Log folgendermafsen eingerichtet. AB (Fig. 44) ist ein fester, nicht drehbarer Teil, welcher bei M an eine Leine befestigt wird. Er enthält im Innern das Räderwerk,

Fig. 44.
Patent-Log.



welches durch eine Schraube ohne Ende von dem mit dieser in Verbindung stehenden drehbaren Teil *BCD* in Bewegung gesetzt wird. Zu solchem Zwecke trägt dieser leicht bewegliche Teil fünf Schraubenflächen, welche sich durch den Seitendruck des darüber hinströmenden Wassers umdrehen. Die Zahl der Umdrehungen, bezw. der zurückgelegte Weg wird

an den Zifferblättern *E*, deren Zeiger durch das Räderwerk bewegt werden, abgelesen. Die herzförmigen Platten *F F'* sollen das Log horizontal erhalten.

Näheres über diesen Apparat bringt Grebenau in der Deutsch. Bauz. 1874, S. 155. Vergl. auch dieselbe Quelle S. 183.

Hydrometer mit Schall-Leitung. Letztere führte v. Wagner (vergl. dessen im dritten Abschnitt dieses Kapitels genanntes Werk u. Deutsche Bauz. 1880, S. 229) zum Ersatz der elektrischen Leitung ein, um den Leitungsapparat zu vereinfachen und die bei einer elektrischen Leitung bisweilen eintretenden Störungen zu vermeiden. Das Eigenartige dieses Geschwindigkeitsmessers besteht darin, daß auf dem hinteren Ende der Flügelwelle eine Scheibe mit kleinem Hammer befestigt ist. Dieser Hammer schlägt bei jeder Umdrehung der Welle auf einen Eisenstab, welcher im Innern der die genannte Welle umgebenden Kapsel angebracht ist. Der hierdurch erzeugte Ton gelangt durch einen 2 mm starken, ungeglühten Eisendraht nach dem auf einem Ponton stehenden Resonanzkasten und weiter nach dem Ohr des Beobachters. Das Zählen der Umdrehungen der Flügelwelle erfolgt durch den Beobachter nötigenfalls unter Benutzung eines Zählwerks. Nachteilig erscheint hierbei die bei Messungen von längerer Dauer durch Zählen jeder einzelnen Umdrehung unvermeidliche Ermüdung des Beobachters.

Bei dem auf demselben Prinzip beruhenden Strömungsmesser von Hefs (vergl. Zeitschr. f. Transportwesen und Straßenbau 1884, S. 314) erfolgt nach 5 Umdrehungen, beim hydrometrischen Flügel von Ertel und Sohn (vergl. Zeitschr. f. Instrum. 1887, S. 144—146) nach 50 Umdrehungen je ein Schlag.

Der von Daehr (vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 110 und Dinglers Polyt. Journ. 1882, S. 292—293) konstruierte Woltman'sche Flügel mit vertikaler Flügelwelle trägt eine horizontale Scheibe mit acht kleinen beweglichen Schaufeln. Der Apparat gestattet, und das ist sein Vorzug, das Messen der Geschwindigkeit des Wassers auch in der Nähe der Oberfläche und Soble, doch scheint der ungleichmäßige Gang und die veränderliche Wirkung der acht Schaufeln, von denen in jedem Moment der Drehung nur zwei den Stofs des Wassers aufnehmen, während die übrigen teils außer Thätigkeit treten, teils der Drehung der Flügelwelle entgegenwirken, ein empfindlicher Nachteil zu sein.

Umdrehungswert der Flügel. Es erübrigt noch, die Beziehung zwischen dem Umdrehungswert des Flügels und der zu messenden Geschwindigkeit zu erörtern. Obwohl die Wassergeschwindigkeit v_x der Umdrehungszahl des Flügels proportional ist, so läßt sich doch der Umdrehungswert, welcher für jeden Apparat verschieden und durch Versuche mittels Fortbewegung desselben in stillstehendem Wasser zu ermitteln ist, nicht genau nach dem Wege, den das Wasser nach der Schraubenganghöhe der Flügel bei einer Umdrehung zurücklegt, berechnen, weil die Reibung zwischen Flügel und Wasser und auch diejenige der Lager und Räder des Apparats bei der Drehung zu überwinden sind, infolge dessen sich der Flügel bei geringen Geschwindigkeiten nicht nur ungleichmäßig und zwar bald schneller, bald langsamer dreht, sondern auch zeitweise ganz still steht. Beim Ziehen des Flügels während der Versuche in stillstehendem Wasser findet also gewissermaßen ein Schleifen des Flügels durch das Wasser mehr oder weniger statt, und es wird dies auch eintreten müssen, wenn sich der Flügel bei sehr schneller Fortbewegung nicht schnell genug drehen sollte. Die theoretische Ermittlung des Umdrehungswertes würde sich, wenn man von den Reibungswiderständen und sonstigen hindernden Einflüssen absieht, aus der Schraubenganghöhe der Flügel, d. i. aus dem Wege, den das Wasser bei einer Umdrehung zurückzulegen hat, ergeben und zwar aus dem Produkt des Umfangs der Schraube und der Tangente des Neigungswinkels α , den die Flügel mit der Drehungsebene bilden. Hierbei kann der Radius des Flügels, zur Bestimmung des Umfangs der Schraube, nahezu gleich dem Abstände des Mittelpunkts der Flügelfläche von der Drehungsaxe angenommen werden, während der Winkel α bei Flügelflächen, die je eine Ebene bilden, durch letztere und die Axe der Flügelwelle gegeben ist. Da die theoretische Ermittlung indessen nicht genügt, stellt man den Umdrehungswert, den sog. Koeffizienten, jedes Flügels durch Versuche fest. Dies geschieht gewöhnlich dadurch, daß man den Flügel mit einem Fahrzeug in stillstehendem Wasser in einer geraden Linie von der Länge l fortbewegt. Der Wert des Koeffizienten ergibt sich dann für jeden Versuch aus l

dividiert durch die Zahl der Umdrehungen und allgemein aus dem arithmetischen Mittel einer größeren Zahl derartiger Versuchsergebnisse. Unter der Annahme, daß die Geschwindigkeit v_x der Umdrehungszahl n des Flügels proportional ist, setzt man nach Woltman und d'Aubuisson⁸⁷⁾

$$v_x = \beta n, \dots \dots \dots 25.$$

und betrachtet β als einen konstanten Koeffizienten, der für jedes Instrument bestimmt werden muß. Es hat sich jedoch herausgestellt, daß der Koeffizient zum Teil von der Geschwindigkeit, mit welcher der Flügel durch das stillstehende Wasser bewegt wird, abhängig ist. So z. B. gab der von Grebenau benutzte Flügel für

$v_x = 0,20$	0,21	0,25	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00 m
$\beta = 1,9391$	1,5480	0,9411	0,6148	0,5730	0,5311	0,5288	0,5263.

Derartige erhebliche Unterschiede entstehen aus den vorangegebenen Gründen und auch dadurch, daß das Fahrzeug, auch wenn dasselbe durch Windevorrichtung gezogen wird, keine genau gleichmäßige Bewegung vollzieht und daß es bei großen Geschwindigkeiten schwierig ist, die Messung genau im Anfangspunkt der Versuchsstrecke l zu beginnen und im Endpunkte derselben abzubrechen. Durch zweckmäßig eingerichtete hydrometrische Prüfungsanstalten lassen sich die Fehlerquellen wesentlich verringern, vgl. Frank. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 193—196; Schlichting. Deutsche Bauz. 1890, S. 18 und v. Lorenz-Liburnau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337—340. Die vorhandenen Resultate für v_x und β weisen darauf hin, daß jener Flügel zur Messung geringer Geschwindigkeiten nicht empfindlich genug war. Die Änderung des Koeffizienten um 0,9980 bei Geschwindigkeiten, welche nur um 5 cm (0,20 und 0,25) voneinander abweichen, kann vorzugsweise nur durch die zeitweise nicht erfolgte Drehung des Flügels während der Versuche veranlaßt worden sein.

Der Koeffizient β ist hiernach nur verwendbar für Geschwindigkeiten, bei denen ein Stillstehen des Flügels nicht eintritt und trifft genau nur dann zu, wenn die Kahngeschwindigkeit beim Versuch mit der im Wasserlaufe zu messenden Geschwindigkeit ganz übereinstimmt, sodaß der aus den Versuchen abgeleitete Mittelwert für β nur annähernd richtige Resultate liefert. Zur Milderung dieses Mangels führt man einen zweiten Wert α ein und bezeichnet hiermit diejenige Geschwindigkeit, bei welcher sich der Flügel nicht mehr dreht, bei welcher also die Reibung desselben größer ist, als die Stofskraft des Wassers und ermittelt für den Koeffizienten nach der Form

$$v_x = \alpha + \beta n \dots \dots \dots 26.$$

die Konstanten α und β aus den Ergebnissen der Versuche nach der Methode der kleinsten Quadrate.

Über den Einfluß der mittleren Fehler von α und β auf die Bestimmung von v_x vgl. Eisenlohr. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 145.

Genauer verfährt man nach Lahmeyer⁸⁸⁾, wenn man

$$v_x = \alpha + \beta n + \gamma n^2 \dots \dots \dots 27.$$

setzt; für geringe Geschwindigkeiten empfiehlt derselbe $v_x = \alpha + \beta n + \frac{\gamma}{\delta + n^2}$. Bornemann⁸⁹⁾ und Weisbach⁹⁰⁾ befürworten

$$v_x = \beta n + \sqrt{\alpha^2 + \gamma n^2}, \dots \dots \dots 28.$$

In diesen Ausdrücken hat α dieselbe Bedeutung wie früher; β , γ und δ sind unveränderliche Koeffizienten.

Diese Koeffizienten werden gewöhnlich dadurch bestimmt, daß man die vom hydrometrischen Flügel in stillstehendem Wasser mit gewisser Geschwindigkeit durchlaufene Länge l , sowie die beobachtete Zeit Z (in Sekunden) mit der Umdrehungszahl n des Flügels in entsprechende Beziehung bringt. Benutzt man z. B. die Formel $v_x = \alpha + \beta n$, so ist $\frac{l}{Z} = \alpha + \beta n$. Eine längere Versuchsreihe ergibt dann mittels der Methode der kleinsten Quadrate die Koeffizienten α und β .

Vogler giebt im Civil.-Ing. 1872, S. 77 ein Verfahren zur Ermittlung der Koeffizienten in fließendem Wasser an.

Alle hier angeführten Formeln setzen voraus, daß die Anzahl n der Umdrehungen, welche der Flügel macht, während er auf eine bestimmte Länge durch stehendes Wasser gezogen wird, immer die-

⁸⁷⁾ Traité d'hydraulique. Paris 1834, S. 173.

⁸⁸⁾ Erfahrungsergebnisse über die Bewegung des Wassers in Flußbetten und Kanälen. Braunschweig 1845, S. 53.

⁸⁹⁾ Hydrometrie. Freiberg 1849, S. 104.

⁹⁰⁾ Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik, I. Teil, 5. Aufl. Leipzig 1870, S. 1147.

selbe ist. Versuche haben jedoch gezeigt, daß die Umdrehungszahl n je nach der Zeit Z , welche während der Bewegung durch jene Strecke vergeht, verschieden ist. Je größer Z , je kleiner also die Geschwindigkeit ist, mit welcher der Flügel durch das Wasser gezogen wird, desto geringer fällt n aus. Es ist sonach n auch von der Zeitdauer Z abhängig.

Aus diesen Gründen hat es Grebenau vorgezogen, zunächst die Beziehungen zwischen Zeit und Umdrehungen in der betreffenden Versuchsstrecke aufzusuchen und daraus erst die Geschwindigkeitsformel abzuleiten. Er fand, daß die Kurve der Umdrehungszahlen (Geschwindigkeiten = Abscissen, Umdrehungszahlen = Ordinaten) eine Parabel ist, was von Grabner auf rein analytischem Wege bestätigt wurde.

In ähnlicher Weise verfuhr Sasse⁹¹⁾ in seinen Untersuchungen. Doch rühren die in jeder Beziehung eingehendsten Ermittlungen von Exner⁹²⁾ her. Er setzt für die Wassergeschwindigkeit v_x den Ausdruck

$$v_x = \sqrt{2 + \frac{l^2}{Z^2 n_0^2} n^2}, \dots \dots \dots 29.$$

Hierin hat α die schon mehrfach angegebene Bedeutung; n ist die während der bei der Geschwindigkeitsmessung als Beobachtungsdauer festgesetzten Zeit Z am Apparate abgelesene Umdrehungszahl; l ist die Länge der Versuchsstrecke, in deren Ausdehnung der Flügel durch stehendes Wasser gezogen wird, und n_0 ist die Anzahl der Umdrehungen, welche der Flügel während des Durchlaufens des Abstandes l machen würde, sobald die Bewegung mit sehr großer Geschwindigkeit geschieht. Offenbar ist für einen bestimmten Apparat und eine bestimmte Versuchsstrecke der Faktor $\frac{l^2}{Z^2 n_0^2}$ konstant, sodafs man auch allgemein setzen kann

$$v_x = \sqrt{\alpha^2 + \beta n^2}, \dots \dots \dots 30.$$

In der Form $v_x^2 = \alpha^2 + \beta n^2$ ist alsdann diese Gleichung zur Behandlung mittels der Methode der kleinsten Quadrate geeignet.

Die Untersuchungen Exners haben auch noch dargethan, daß man sich der Formel $v_x \equiv \beta n$ unmittelbar bedienen kann, wenn man mit dem hydrometrischen Flügel ausschließlich große Geschwindigkeiten zu messen hat; daß die Formel $v_x = \alpha + \beta n$ genügend genaue Ergebnisse liefert unter der Voraussetzung, daß die Koeffizienten α und β auf Grund einer hinreichenden Anzahl von Versuchen, bei denen der Apparat mit nicht zu verschiedenartigen, d. h. teils sehr großen, teils ganz geringen Geschwindigkeiten durch stillstehendes Wasser bewegt werden darf, sorgfältig ermittelt sind, und unter der Bedingung, daß die zu messenden Geschwindigkeiten nicht weit außerhalb der Grenzen der bei den erwähnten Versuchen angewendeten Geschwindigkeiten liegen.

Bei allen diesen Formeln ist angenommen worden, daß die Zahl der Umdrehungen bei den einzelnen Beobachtungen, von denen jede zweckmäßig bei Ermittlung der Wassergeschwindigkeit die Dauer von 100 Sekunden umfaßt, durch Ablesen vom Zählwerk festgestellt werde. Wird dagegen, wie beim elektrischen Flügel, die Zeit t in Sekunden notiert, welche zur Vollziehung von 100 Umdrehungen des Flügels erforderlich ist, so ergibt sich die Zahl der Umdrehungen in der Sekunde aus $\frac{100}{t}$, sodafs dann in vorstehenden Formeln statt n zu setzen ist $\frac{100}{t}$.

Die Einzelheiten der Ausführung der Messungen, welche die Rüstungen, die Aufstellung der Pontons, die Befestigungen der Flügelstangen u. s. w. betreffen, hier zu besprechen, würde zu weit führen. Es möge daher auch in dieser Beziehung auf die bereits namhaft gemachten Abhandlungen verwiesen werden.

Die Litteratur über den hydrometrischen Flügel ist reichhaltig. Ausser den schon angegebenen Quellen heben wir an dieser Stelle noch hervor:

- Laterrade. Sur la manière de calculer les vitesses au moyen du moulinet de Woltman. Ann. des ponts et chaussées 1858, 1. Sem., S. 121.
- Über die Anwendung des hydrometrischen Flügels bei Ermittlung der Wassermenge in den Flüssen. Allg. Bauz. 1863, S. 146.
- Grebenau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6.—12. Nov. 1867. München 1873, S. 14 (Beschreibung eines von Ertel & Sohn in München angefertigten Flügels).

⁹¹⁾ Über die Geschwindigkeitsformel des Woltman'schen Flügels. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 77.
⁹²⁾ Über den Gebrauch des hydrometrischen Flügels zur Bestimmung der Wassermenge von Strömen. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 341. — Vergl. auch: Sasse. Zur Geschwindigkeitsformel des Woltman'schen Flügels. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 433 und Deutsche Bauz. 1879, S. 231.

- Sasse. Geschwindigkeitsmessungen mit dem Woltman'schen Flügel. Deutsche Bauz. 1874, S. 484.
- Rühlmann. Notizen über Geschwindigkeitsmessungen fließender Wässer mittels des Woltman'schen Flügels. Mitt. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1873 u. 1874, S. 135.
- Offizieller Ausstellungs-Bericht, herausgegeben durch die General-Direktion der Weltausstellung 1873. Mathematische und physikalische Instrumente. Bericht von Lippich, Tinter, Ditscheiner, v. Waltenhofen, Schönberger. Wien 1874, S. 73.
- Rühlmann, M. Allgemeine Maschinenlehre. 1. Bd. Braunschweig 1875, S. 133.
- Lachner. Deutsche Bauz. 1876, S. 195.
- de Kvassay. Note sur le moulinet de Woltman. Ann. des ponts et chaussées 1877, 1. Sem., S. 236.
- Dingler's Polyt. Journ. 1878, S. 416—419 und 1882, S. 311—316.
- Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 567—574.
- Prakt. Masch.-Konstr. 1884, S. 415—417.
- Techn. Blätter 1884, S. 1—43.
- Schweiz. Bauz. 1887, S. 97.
- Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 382—384.

c. Statische Strommesser.

Von derartigen, der Neuzeit angehörigen Apparaten sind zu erwähnen:

α. Die hydrometrische Wage von Czerwenka, bei welcher der Stofs des Wassers auf eine vertikale dünne Blechwand durch Gewichte direkt gemessen werden soll (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1876, S. 345).

β. Das Hydro-Dynamometer von de Perrodil, bei welchem der Druck des Wassers durch die Torsions-Elasticität eines Metallstabes aufgehoben wird und eine Skala das Ablesen der Gröfse der betreffenden Drehung gestattet, vergl. Ann. des ponts et chaussées 1877, 1. Sem., S. 467.

γ. Der von O. Fennel (vergl. Schiff 1881, S. 176) konstruierte Stromgeschwindigkeitsmesser, bei welchem die Geschwindigkeit eines Flügelrades durch zwei Federn, die der Drehung entgegenwirken, direkt angezeigt wird, die Zuverlässigkeit des Apparats sonach von der nicht konstant bleibenden Federkraft abhängt.

δ. Der selbstaufzeichnende Strommesser von Frank, eine Verbesserung des Brünings'schen, S. 139 genannten Tachometers, bei welchem (vergl. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 281—284) der Wasserdruck auf eine Scheibe wirkt, deren Zugspirale sich entsprechend ausdehnt, während beim gleichmäßigen Senken und Heben des Instruments ein Stift auf einer mit Papierband umwickelten Trommel die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aufzeichnet, deren Abscissen dem Quadrat der Geschwindigkeit des Wassers und deren Ordinaten den Flusstiefen proportional sind.

ε. Der Strömungsmesser von Shaw (vergleiche Engineer 1883, S. 328; Dingler's Polyt. Journ. 1884, S. 11; Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 57—59 und Tijdschr. v. h. Koninkl. Instit. v. ing. 1885/86, S. 130—132). Derselbe hat zwei an einer vertikalen Welle in Scharnieren drehbar aufgehängte vertikalstehende Platten, welche, durch ein Lot von 20 kg Gewicht beschwert, vom Messungskahn aus an einem Drahtseil bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden können. Die Platten haben das Bestreben, unter Einwirkung von Federn sich voneinander zu entfernen. Diesem Bestreben entgegen wirkt die Stofskraft des Wassers, welche die Platten demgemäß mehr oder weniger zusammenführt. Die Wassergeschwindigkeit wird bei dem Apparat selbstthätig nach dem Mafse der durch einen Stift bezeichneten Annäherung beider Platten auf einem durch Uhrwerk bewegten Paraffin-Papierbande gezeichnet. Der Apparat soll selbst die kleinsten Geschwindigkeiten messen, hat aber den Nachteil, dafs der Widerstand, den die Platten der Strömung entgegensetzen, bei kleinen Geschwindigkeiten erheblich und bei grofsen nur unbedeutend ist. Vorteilhaft ist die Selbstregistrierung unter Wasser, die durch Schwimmer jederzeit außer Thätigkeit gesetzt werden kann, sodafs es bei Beobachtungen nur der Feststellung der Dauer derselben bedarf.

§ 23. Ermittlung der Wassermenge. Die Arten zur Ermittlung der Wassermenge eines Wasserlaufs, d. i. des in der Zeitsekunde durch ein Querprofil desselben abfließenden Wasservolumens, umfassen sämtliche Wasserläufe, sind jedoch nach deren Gröfse, Beschaffenheit und Wassermenge sehr verschieden. Während letztere bei kleinen Wasserläufen durch unmittelbare Messung der in geeichten Gefäfsen aufge-

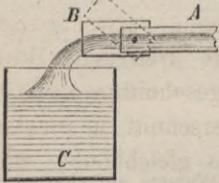
fangenen, oder aus sog. Wassermessern, oder in Wehranlagen abfließenden Wassermenge erfolgt, sind in größeren Wasserläufen die Arten der Wassermessung aus Querprofil und Geschwindigkeit oder aus Bestimmung desjenigen unregelmäßigen Wasserkörpers, welcher beim Abflufs durch ein Querprofil in einer Sekunde entsteht, gebräuchlich.

Die verschiedenen Methoden sind nachstehend erläutert, und zwar:

1. Unmittelbare Messung.

Dies Verfahren findet Anwendung, wenn es sich um Messung der aus Quellen und Drains oder in kleinen, natürlichen und künstlichen Gerinnen bei Ent- und Bewässerungs-, sowie bei Mühlenanlagen und Wasserleitungen abfließenden Wassermenge handelt.

Fig. 45.



Man führt zu diesem Zweck aus dem fraglichen Wasserlauf das Wasser durch ein Gerinne *A* (Fig. 45) dem Eichgefäße *C* zu und beobachtet an einer Sekundenuhr die Zeit, in welcher es gefüllt wird. Damit man das Wasser beliebig in das Eichgefäß oder neben dasselbe fließen lassen kann, ist am vorderen Ende des Gerinnes eine um einen Bolzen bewegliche Klappe *B* angebracht.

Die sekundliche Wassermenge ist dann

$$Q = \frac{Q_1}{t}, \dots \dots \dots 31.$$

wenn Q_1 das im Gefäß gesammelte Wasservolumen und t die Zeit der Ansammlung desselben in Sekunden bezeichnen. Die Messung erfordert Beharrungszustand im Wasserzufluß. Zur Kontrolle staut man den Wasserlauf durch einen Einbau an und erkennt dann an der Unveränderlichkeit des gestauten Wasserspiegels, ob der Abfluß dem Zufluß gleich ist.

2. Messung durch Wassermesser (Wasserzolle).

Die verschiedenartig konstruierten Wassermesser halten das zugeführte Wasser meist in gleichbleibender Höhe und führen das zu messende durch scharf geränderte Öffnungen in einer Seitenwand des Gefäßes mit der von der Druckhöhe h abhängigen Geschwindigkeit

$$v = \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 32.$$

ab. $\sqrt{2g}$ kann bei $g = 9,81$ mit $4,43$ in Rechnung gestellt werden. Die Druckhöhe h ist bei freiem Ausflusse gleich der lotrechten Tiefe des Schwerpunktes der Ausflußöffnung unter der Wasseroberfläche des Gefäßes, dagegen beim Ausfluß unter Wasser gleich dem Höhenunterschiede zwischen Ober- und Unterwasser. Die theoretische Ausflusgeschwindigkeit entspricht der Geschwindigkeit des freifallenden Körpers, wie zahlreiche Versuche bestätigt haben. Die aus dem Querschnitt F der Öffnung abfließende Wassermenge Q ist aber nicht $= F \cdot v$, sondern um einen sog. Ausfluskoefizienten μ geringer, daher

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 33.$$

Ist die Druckhöhe in der Öffnung nicht überall gleich, so ist allgemein

$$Q = \mu \cdot \sqrt{2g} \int dF \sqrt{h} \dots \dots \dots 34.$$

Der Wert des mit der Druckhöhe wechselnden Ausfluskoefizienten μ ist durch Versuche festzustellen (vergl. die Erörterungen zu 3.).

Von den Wassermessern ist zunächst Weisbach's hydrometrischer Becher zu nennen, welcher im wesentlichen aus einem länglichen Gefäße mit Boden besteht. In die obere gröfsere Öffnung desselben strömt das zu messende Wasser und aus einer über dem Boden angebrachten kleineren Seitenöffnung, deren Gröfse durch Anbringen verschiedener Wandstücke abgeändert werden kann, fließt das Wasser aus. Sobald die Druckhöhe sich nicht mehr ändert, kann die Wassermenge berechnet werden. Über Einrichtung des Apparats vergl. Civiling. Bd. I, S. 209.

Ferner sind zu erwähnen Stevenson's selbstwirkender Konsumtions-Messer, betreffs dessen auf Engng. 18. Aug. 1871 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 291 zu verweisen ist, und jene Konsumtions-Messer, welche bei der Abgabe des Wassers aus städtischen Wasserwerken zur Anwendung zu kommen pflegen und bei Besprechung des Wasserwerksbetriebs (Kap. VII) beschrieben sind.

Zu den Wassermessern gehören auch die Vorrichtungen zur Bestimmung der sogenannten Wasserzolle. Bei diesem nur für kleinere Wassermengen verwendbaren Verfahren wird unter gegebenem Drucke der Ausflufs durch mehrere kreisrunde Mündungen gemessen, welche in einer dünnen Wand (meist Blech) ausgeschnitten werden. Die Ausflufsmenge, welche durch eine Öffnung von bestimmtem Querschnitt und unter bestimmtem gleichbleibendem Drucke ausfließt, ist, da sie ebenfalls gleichbleibt, zum Messen geeignet. Mit Wasserzoll bezeichnet man die Einheit des Mafses und zwar die Wassermenge, welche durch eine kreisrunde Öffnung von 1 Zoll Durchmesser in einer dünnen, senkrechten Wand unter dem möglich kleinsten Druck in 24 Stunden abfließt.

Der früher gebräuchliche französische Wasser- oder Brunnenzoll (*pouce d'eau*) ist die Wassermenge, welche durch eine 1 (Pariser) Zoll weite Öffnung dann, wenn der Wasserspiegel nur 1 (Pariser) Linie über der obersten Stelle der Öffnung steht, abfließt. Die Franzosen nehmen an, dafs einem solchen Wasserzoll in 24 Stunden 19,1953 cbm Wasser entsprechen. Der neue französische Wasserzoll liefert dagegen 20 cbm bei einer kreisförmigen Öffnung von 20 mm, sowie bei 30 mm Druckhöhe über dem oberen Rande oder 40 mm über dem Mittelpunkt der Öffnung.

Prony fand, dafs der Ausflufs durch eine 2 cm weite kreisrunde Öffnung in einer 17 mm dicken Wand unter 5 cm Druck über der Mitte der Öffnung in 24 Stunden eine Abflufsmenge von 20 cbm liefert.

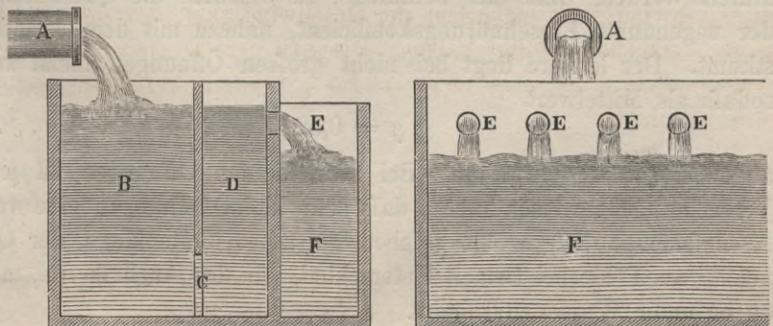
Nach Bornemann ergeben sich bei einer Druckhöhe von 26,15 mm über der Mitte der Ausflufsöffnung folgende Ausflufsmengen:

Durchmesser der Öffnung:	26,15	13,08	6,54	3,27	mm,
Wassermenge i. d. Minute:	0,0380	0,00378	0,00098	0,00027	cbm.

Bei den Messungen werden in einer vertikalen Wand verschiedene kreisrunde Öffnungen so angebracht, dafs ihre Mittelpunkte genau in gleicher Höhe liegen, und von diesen so viele geöffnet bzw. mit Korken geschlossen, als nötig ist, um den Wasserspiegel auf der bestimmten Normaldruckhöhe zu erhalten. Die Zahl und Gröfse der Mündungen giebt die Wassermenge nach Wasserzollen. Ein derartiger Apparat ist in Fig. 46 in den Vertikalschnitten dargestellt.

Fig. 46.

Wassermessung nach Wasserzollen. Vertikalschnitte.



bei *A* zufließende

Wasser gelangt in die Abteilung *B* eines Blechkastens und von hier durch mehrere Öffnungen *C* in die Abteilung *D*, in welcher es vollständig zur Ruhe gelangt; durch eine Anzahl bei *E* angebrachter kreisrunder Öffnungen tritt es in die Abteilung *F*, aus der dann die Wasserentnahme durch besondere Öffnungen erfolgt. Der Apparat muß horizontal aufgestellt werden, damit die Druckhöhe für alle Öffnungen *E* gleich ist. Sobald sich der Zufluss bei *A* vermindert, werden die oberen Ränder der Öffnungen *E* frei; die Zunahme des Zuflusses läßt sich dadurch kontrollieren, daß man eine weitere, bis dahin noch verschlossene Öffnung entkorkt.

3. Messung in Wehranlagen.

Der Abfluß erfolgt hierbei entweder in Öffnungen eines Wehrs, oder als vollkommener oder unvollkommener Überfall. Das Wehr wird durch eine vertikale dünne Abschlußwand in den Wasserlauf eingebaut und die Wassermenge aus dem abgeflossenen Wasservolumen und den hierbei in Betracht kommenden Faktoren gemessen.

a. Abfluß in Öffnungen.

Hierbei lassen sich gröfsere Wassermengen am sichersten messen, es ist jedoch, ehe mit der Messung begonnen wird, der Beharrungszustand im Wasserzufluß abzuwarten.

Hat die Öffnung im Wehr den Querschnitt *F*, beträgt die Druckhöhe, bis zum Schwerpunkt der Öffnung gemessen, *h* und ist μ der Ausflufskoeffizient, so ist die Wassermenge, wie in Formel 33,

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 35.$$

Kommt im Wasserlauf das Wasser mit einer gewissen Geschwindigkeit an der Ausflufsmündung an, so ist die Druckhöhe *h* um diejenige Höhe *k* zu vermehren, welche der Geschwindigkeit entspricht, vergl. Kap. III, § 3.

Bei den bisherigen Versuchen hat sich ergeben, daß μ nicht nur von der Druckhöhe, sondern auch von der Gröfse und Form der Öffnung abhängt, daß sehr kleine Öffnungen eine verhältnismäfsig gröfsere Ausflufsmenge liefern, als gröfsere, und daß der Wert von μ für Ausflufsöffnungen mit frei in die Luft austretendem Wasserstrahl ebenso grofs ist, wie beim Ausflufs unter Wasser. Der austretende Wasserstrahl unterliegt hierbei der sog. Kontraktion, der Zusammenziehung, die sich dadurch erklären läfst, daß die Wasserfäden an den Rändern der Öffnung nicht in horizontalen, sondern in geneigten Richtungen ausfliefsen, daher einen gröfseren Verlust an Geschwindigkeit und lebendiger Kraft erleiden, als die mittleren in horizontaler Richtung aus der Öffnung fliefsenden Wasserfäden. Durch Messungen des frei austretenden Wasserstrahls ist ermittelt worden, daß das Verhältnis, in welchem die Querschnittsverminderung erfolgt, der sogenannte Einschnürungskoeffizient, nahezu mit dem Ausflufskoeffizienten übereinstimmt. Der letztere liegt bei nicht grofsen Öffnungen meist zwischen 0,59 und 0,64, sodafs als Mittelwert

$$\mu = 0,62 \dots \dots \dots 36.$$

angenommen werden kann. Bei sehr kleinen Öffnungen ist μ etwas gröfser, indem Versuche nachgewiesen haben, daß sehr kleine Öffnungen eine verhältnismäfsig gröfsere Ausflufsmenge liefern, als solche von 20 cm Seitenlänge der Öffnung und mehr. Es macht auch hierbei keinen Unterschied, ob der Ausflufs frei, also über Wasser, oder ob er unter Wasser stattfindet.

Am besten eignen sich die Poncelet'schen Mündungen. Dies sind rechteckige, in Blechtafeln ausgeschnittene Öffnungen von mäßiger Größe, welche im Flusse so eingebaut werden, daß das Wasser unter einer gewissen Druckhöhe ausfließen muß. Für derartige Mündungen sind bei verschiedenen Druckhöhen die Ausflusskoeffizienten sehr genau bestimmt. Näheres über die im Jahre 1828 von Poncelet und Lesbros begonnenen, in den Jahren 1829, 1831 und 1834 wieder aufgenommenen großen hydraulischen Arbeiten über den Ausfluß des Wassers in Mündungen siehe: Lesbros. Expériences hydrauliques sur les lois d'écoulement de l'eau à travers les orifices rectangulaires verticaux à grandes dimensions. Paris 1851. (Auszug daraus: Civiling. 1857, S. 123) und Meißner. Hydraulik. Jena 1878, in den §§ 50, 51, 207—212 a.

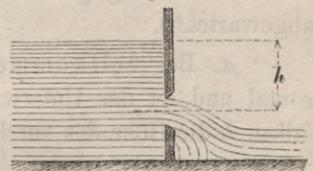
Nach den Versuchen von Poncelet und Lesbros hat μ für Öffnungen von 0,20 und 0,60 m, sowie Höhen von 0,01 bis 0,20 m die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werte, welche bei Formel 33 anzuwenden sind, wenn die Druckhöhe h in derjenigen Entfernung von der Öffnung gemessen wird, in welcher noch keine Senkung des Wasserspiegels stattfindet.

Tabelle der Werte von μ in Formel 33.

h	Breite der Öffnung = 0,20 m						= 0,60 m	
	Höhe der Öffnung. Meter.							
	Meter	0,01	0,02	0,03	0,05	0,10	0,20	0,02
0,01	0,701	0,660	0,630	0,607	—	—	0,644	—
0,02	0,694	0,659	0,634	0,615	0,596	0,572	0,643	—
0,03	0,688	0,659	0,638	0,620	0,600	0,578	0,642	0,593
0,04	0,683	0,658	0,640	0,623	0,603	0,582	0,642	0,595
0,05	0,679	0,658	0,640	0,625	0,605	0,585	0,641	0,597
0,06	0,676	0,657	0,640	0,627	0,607	0,587	0,641	0,599
0,07	0,673	0,656	0,639	0,628	0,609	0,588	0,640	0,600
0,08	0,670	0,656	0,638	0,629	0,610	0,589	0,640	0,601
0,09	0,668	0,655	0,637	0,629	0,610	0,591	0,639	0,601
0,10	0,666	0,654	0,637	0,630	0,611	0,592	0,639	0,602
0,20	0,655	0,648	0,633	0,630	0,615	0,598	0,635	0,605
0,30	0,650	0,644	0,632	0,629	0,616	0,600	0,633	0,607
0,40	0,647	0,642	0,631	0,628	0,617	0,602	0,631	0,607
0,50	0,644	0,640	0,630	0,628	0,617	0,603	0,630	0,607
0,60	0,642	0,638	0,630	0,627	0,617	0,604	0,629	0,607
0,70	0,640	0,637	0,629	0,627	0,616	0,604	0,628	0,607
0,80	0,637	0,636	0,629	0,627	0,616	0,605	0,628	0,606
0,90	0,635	0,634	0,628	0,626	0,615	0,605	0,627	0,606
1,00	0,632	0,633	0,628	0,626	0,615	0,605	0,626	0,605
1,50	0,615	0,619	0,620	0,620	0,611	0,602	0,623	0,602
2,00	0,611	0,612	0,612	0,613	0,607	0,601	0,620	0,602
3,00	0,609	0,610	0,608	0,606	0,603	0,601	0,615	0,601

Muß man größere Öffnungen in Anwendung bringen, so sind die Ausflusskoeffizienten für dieselben nicht genau bekannt. Deshalb sucht man eine thunlichst vollkommene und vollständige Kontraktion zu erzielen, was man in dickeren Wänden (Fig. 47) dadurch erreicht, daß man die Ränder der Mündung nach außen abschrägt. Alsdann schwankt für die hier in Betracht zu ziehenden Fälle der Wert von μ im Mittel zwischen 0,65 und 0,70; er ist um so größer, je kleiner die Druckhöhe und die Höhe der Mündung sind. Die einzubauenden Wände werden meist durch Pfähle gebildet, die man in die Bach- oder Flusssohle einschlägt und gegen welche man Bretter legt.

Fig. 47.

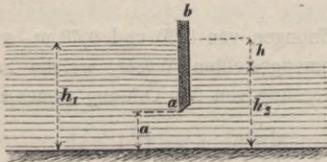


Ähnlich wie beim Wasserzoll nimmt man auch beim Ausfluß durch Wehröffnungen die Wassermenge, welche in einer Sekunde durch eine Öffnung von bestimmten Abmessungen und gegebenem Druck ausfließt, bisweilen als Einheit oder „Modul“ für die

Wassermessung an. Über die in Oberitalien für die dortigen Bewässerungsanlagen üblichen Moduli vergl. Hefs, Zeitschr. d. Arch- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 331. Desgl. auch Markus. Das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens. Wien 1881.

Liegt die Öffnung ganz unter Wasser, dann muß die Wandkante a (Fig. 48) genau horizontal angeordnet und an der stromabwärts gelegenen Seite abgeschrägt werden. Ist b die Breite und a die Höhe der Öffnung, durch welche das Wasser ausfließt, ferner

Fig. 48.



$h = h_1 - h_2$ der Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser, so ist nach Bornemann (Civiling. 1871, S. 54) die Wassermenge

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(h_1 - h_2)}, \dots \dots \dots 37.$$

worin $\mu = 0,637752 + 0,299954 \left(\frac{a}{h_2 - \frac{a}{2}} \right) \dots \dots \dots 38.$

Die Versuche, auf welche sich diese Formel stützt, wurden mit 1,006 m breiten Schützöffnungen angestellt. Bornemann hat sodann noch andere Versuche mit einem 0,774 und einem 0,520 m breiten Schütz gemacht und auf Grund derselben die Ausflussskoeffizienten eingehender und unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhe k des zu strömenden Wassers untersucht, wobei die Formel

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(h_1 - h_2 + k)} \dots \dots \dots 39.$$

zu Grunde gelegt wurde (s. Civiling. 1880, S. 297). Von den verschiedenen Formeln, welche der Genannte hierbei aufgestellt hat, soll nur eine

$$\mu = 0,54138 + 0,14965 \left(\frac{\sqrt{a}}{h_2 - \frac{a}{2}} \right), \dots \dots \dots 40.$$

als für die genannten Fälle ziemlich zutreffend erwähnt werden. Die Bildung einer ganz befriedigenden Formel ist nicht gelungen. Hieraus ergibt sich, daß die Wassermessung in Schützöffnungen in Ermangelung von zahlreichen und methodischen bezüglichen Versuchen zur Zeit nur dann zuverlässige Werte liefert, wenn man den Schützen die Einrichtung giebt, welche bei den bislang angestellten Versuchen (über welche Bornemann ausführlich berichtet) getroffen worden ist, und wenn man sich in Betreff der Abmessungen der Schützenvorrichtung und in Betreff der Druckhöhen innerhalb der Grenzen dieser Versuche hält. — Auch bei Anwendung von Poncelet-Mündungen ist in der angegebenen Weise zu verfahren, wenn man genaue Resultate erlangen will.

b. Abflufs in Überfällen.

Man errichtet quer im Bach oder Fluß eine Wand aus starken, durch eingeschlagene Pfähle gestützten Brettern und dichtet dieselbe an den Seiten und an der Sohle sorgfältig mit fettem Thon, mit Moos oder Werg. Auch hier wird, bevor die bewirkte Anstauung gemessen wird, in der Regel der Beharrungszustand im Wasserzufluß abgewartet.⁹³⁾

α . Bei vollkommenem Überfall (Fig. 49) muß dessen obere Kante a horizontal und an der Unterwasserseite abgeschrägt sein. Bezeichnet b die Breite des Überfalles, h die Höhe des zur Ruhe gekommenen Oberwasserspiegels über der Überfallkante a ,

⁹³⁾ Man kann indessen auch die Wassermengen ermitteln, die in einem längeren Zeitraum bei wechselnden Wasserständen abfließen. Zu diesem Behuf wird eine Vorrichtung hergestellt, welche die alsdann veränderliche Höhe h (Fig. 49) selbstwirkend aufzeichnet. Näheres siehe Intze. Die bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889, S. 30.

so ist für vollkommene Überfälle (Fig. 49) annähernd nach Dubuat

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 41.$$

Berücksichtigt man die Geschwindigkeit v , mit welcher das Wasser am Überfall ankommt, so ist

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2g\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)} \dots \dots \dots 42.$$

Der Koeffizient $\frac{2}{3} \mu$ ist im Mittel zu 0,443 anzunehmen.

Genauer ist nach Weisbach

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \left(1,041 + 0,3693 \left(\frac{h}{H}\right)^2\right) \dots \dots \dots 43.$$

wenn H die Tiefe des Oberwassers bezeichnet. Darin ist im Mittel $\mu = 0,48$ zu setzen.

Bornemann empfiehlt (Civiling. 1870, S. 291 u. 375), da μ nicht konstant, sondern vom Verhältnis $\frac{h}{H}$ abhängig ist,

$$Q = b h \sqrt{2gh} \left(0,54593 - 0,091893 \left(\frac{h}{H}\right)^{1/2}\right) \dots \dots \dots 44.$$

Führt man die Geschwindigkeit v des Wassers vor dem Überfall ein, so ist noch genauer

$$Q = b h \sqrt{2g} \left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} \left(0,640204 - 0,286217 \left(\frac{h}{H}\right)^{1/2}\right) \dots \dots \dots 45.$$

Hier, wie in den folgenden Fällen ist h bzw. H nicht unmittelbar am Einbau ab , sondern in einiger Entfernung (mindestens 1 m) oberhalb desselben zu messen.

Neue Versuche zur Ermittlung des Wertes von μ sind im Jahre 1887 durch Frese in der Herrenhäuser Schiffschleuse bei Hannover angestellt und in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, No. 49–52 unter Bezugnahme auf die bisherigen anderweitigen Versuche und Angabe aller litterarischen Quellen eingehend erörtert worden. Die Schleusenkammer war durch eine angebaute, feste, mit verschließbaren Öffnungen verschiedener Größe versehenen Querwand in zwei Teile zerlegt, von denen der obere als Zulaufkanal, der untere aber als Mefsbehälter diente. Frese entwickelt aus den tabellarisch mitgetheilten, zum Teil graphisch dargestellten Ergebnissen seiner Versuche und denjenigen anderer Forscher für die Formeln zur Berechnung der bei vollkommen scharfkantigen Überfällen abfließenden Wassermengen neue Werte für den Ausflusskoeffizienten μ , die teilweise zu neuen Gesichtspunkten führen, teilweise das bekannte Gesetz bestätigen, nach welchem sich der Wert von μ mit der Breite und der Höhe h des überfallenden Wasserstrahls gesetzmäßig ändert, so zwar, daß derselbe mit der wachsenden Breite zu- und mit der wachsenden Höhe abnimmt. Den größten Wert erreicht μ , wenn die Breite des Wehrs mit der Breite des Zulaufkanals übereinstimmt. Bei derartigen Überfällen, bei denen eine Seitenzusammenziehung des Strahls nicht stattfindet, wird für den Fall eines unendlich tiefen Zulaufkanals $\mu = M_0$ und zwar:

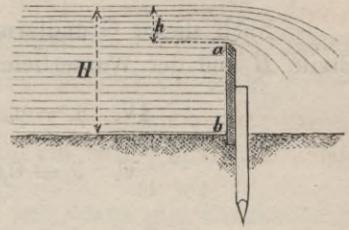
$$I. M_0 = 0,6150 + \frac{0,0021}{h} \dots \dots \dots 46.$$

bei einer Kanaltiefe H dagegen wird $\mu = M$, und zwar:

$$II. M = \left(0,6150 + \frac{0,0021}{h}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{H}\right)^2\right] \dots \dots \dots 47.$$

Bei Überfällen mit seitlicher Zusammenziehung des Strahls, bei denen die Überfallbreite b geringer ist, als die Breite des Zulaufkanals, ist für sehr große Abmessungen des letzteren der Ausflusskoeffizient:

Fig. 49.



$$\text{III. } \mu_0 = 0,5755 + \frac{0,017}{h + 0,18} - \frac{0,075}{b + 1,20} \dots \dots \dots 48.$$

Nach dieser Grundformel wird der Koeffizient in einem Zuflußkanal von der Breite B und der Wassertiefe H :

$$\text{IV. } \mu = \mu_0 \left[1 + \left(0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \zeta^1 \right) \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right], \dots \dots \dots 49.$$

$$\text{V. } \zeta^1 = 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H} \right)^2 + 0,02} \dots \dots \dots 50.$$

Diese Formeln sind zwar nach Frese nicht unanfechtbar, sollen aber mit der Erfahrung hinreichend gut übereinstimmen.

Die Formel I. schließt sich im allgemeinen derjenigen Formel gut an, welche Bazin auf Grund ausgedehnter Versuche im Jahre 1886 zu dem Zweck, den Ausflußkoeffizienten an Überfällen über die ganze Breite des Zulaufkanals zu bestimmen, ermittelt hat (vergl. Ann. des ponts et chaussées 1888, Oktober, S. 447 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 513). Die Formel lautet:

$$\mu = 0,6075 + \frac{0,0045}{h}, \dots \dots \dots 51.$$

Bazin hat die Versuche demnächst auch (vergl. Ann. des ponts et chaussées, Januar 1890, S. 9 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 880) auf Überfälle mit geneigter Wehrwand und auf solche mit verbreiteter und abgerundeter Wehrkrone ausgedehnt, hierbei Vergleiche zwischen diesen und dem Normalüberfall (senkrechte Wehrwand mit scharfer Überfallkante) angestellt und auch die Gestalt des Überfallstrahls, sowie die Pressungen und Geschwindigkeiten in demselben bestimmt. Aus den Versuchen ergibt sich u. a. der Einfluss, den die Neigung der Wehrwand auf den Ausflußkoeffizienten ausübt. Bezeichnet φ den Neigungswinkel der sowohl stromauf- als auch stromabwärts geneigten Wehrwand, so nehmen die abfließenden Wassermengen bei gleicher Wehrhöhe und gleicher Wasserdruckhöhe über der Wehrkante im Vergleich mit der senkrechten Wehrwand mit dem Winkel φ zu, doch ist dies für die stromabwärts geneigte Wehrwand nur bis zur Größe des Winkels φ annähernd gleich 153° der Fall. Aus dem Verhältnis des Ausflußkoeffizienten $\frac{\mu_1}{\mu}$ für geneigte (μ_1) bzw. senkrechte Wehrwände ist festgestellt worden, daß dies Verhältnis zwar bei gleicher Wehrhöhe von der Druckhöhe unabhängig ist, daß aber die Werte $\frac{\mu_1}{\mu}$ mit bis zu annähernd 153° wachsendem φ zunehmen und sich mit abnehmender Wehrhöhe immer mehr der Einheit nähern, daß also die bei geneigten Wehren überfließenden Wassermengen mit abnehmender Wehrhöhe den bei senkrechten Wehren überfließenden immer näher kommen.

β. Bei unvollkommenem Überfall (Fig. 50) ist die horizontale Kante a ebenfalls an der Unterwasserseite abzuschrägen. Für nicht zu breite Überfälle ist nach Lesbros, wenn wieder b (Fig. 50) die Breite des Überfalles, h_1 die Höhe des Oberwasserspiegels, h_2 jene des Unterwasserspiegels über der Überfallkante bezeichnet

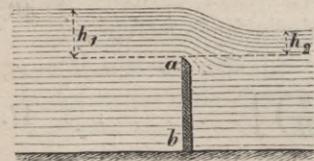


Fig. 50.

$$Q = \mu \cdot b \cdot h_1 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \dots \dots \dots 52.$$

Der Ausflußkoeffizient μ schwankt zwischen 0,295 und 0,605 und beträgt im Mittel 0,45.

Nach Bornemann (an der oben erwähnten Stelle) ist genauer und auch größeren Überfallbreiten entsprechend bei unvollkommenem Überfall ohne Seitenkontraktion

$$Q = b \sqrt{2g(h_1 - h_2) + v^2} \left[0,2162 \left(h_1 - h_2 + \frac{v^2}{2g} \right) + 0,9026 h_2 \right], \dots 53.$$

worin wieder v die Geschwindigkeit des dem Überfall zuströmenden Wassers bezeichnet.

Spätere Untersuchungen Bornemann's (Civiling. 1876, S. 87) ergaben für unvollkommene Überfälle mit bedecktem Strahl:

$$Q = \left[0,2340 - 0,0742 \sqrt{\frac{h_1 - h_2}{b}} + 0,0615 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 \right] b \left[2 \left(h_1 + \frac{v^2}{2g} \right) + h_2 \right] \sqrt{2g(h_1 - h_2) + v^2}, \dots 54.$$

für unvollkommene Überfälle mit deutlichem Wellenthal, bei denen die Druckhöhe h_2 im tiefsten Punkt des Wellenthales gemessen wird:

$$Q = \left[0,1796 - 0,0109 \sqrt{\frac{h_1 - h_2}{b}} + 0,0329 \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \right] b \left[2 \left(h_1 + \frac{v^2}{2g} \right) + h_2 \right] \sqrt{2g(h_1 - h_2) + v^2} \dots 55.$$

Über Messungen der in Wehranlagen abfließenden Wassermengen sind in „Hydrodynamik von Wex, Leipzig 1888“, in welchem derselbe neue Formeln entwickelt, die wertvollen Ergebnisse der neueren Beobachtungen in Amerika, Österreich und Italien in 5 Tabellen mitgeteilt worden. Ferner ist betreffs der Litteratur über Wassermessung in Wehranlagen zu verweisen auf:

Hirt, G. A. Über die Berechnung der Wassermengen bei Überfällen. Bull. de Mulhouse 1846, Tome 19, S. 233. Polyt. Centralbl. 1847, S. 202.

Boileau. Sur le jaugeage des cours d'eau. Comptes rendus, Tome 25, S. 6. Polyt. Centralbl. 1847, S. 1073.

Francis, J. B. Lowell hydraulic experiments, being a selection from experiments on hydraulic motors, on the flow of water over weirs and in canals of uniform rectangular section and of short length, made at Lowell, Massachusetts. Boston 1855.

Bornemann, K. R. Auszug hieraus: Civiling. 1856, S. 163.

Clarival. Messung der Wassermenge durch Überfälle mit scharfer Kante. Ann. des min. 5. Serie, Vol. 12, S. 517. Polyt. Centralbl. 1858, S. 537.

Schneider. Mitteilungen über die Messung des Aufschlagwassers für das Kropfrad in der Sägemühle des Herrn Hohlfeld in Schandau. Civiling. 1859, S. 231.

Michal. Sur les jaugeages des eaux courantes au moyen des deversoirs. Ann. des ponts et chaussées 1870, 2. Sem., S. 387.

Bornemann, K. R. Versuche über den Ausfluß des Wassers bei breiten Überfällen. Civiling. 1870, S. 291 u. 375.

Derselbe. Versuche über den Ausfluß unter Wasser bei Schützen. Civiling. 1871, S. 45.

Derselbe. Weitere Versuche über den Ausfluß unter Wasser über die ganze Wand. Civiling. 1876, S. 87.

Fanning. Water supply engineering. New-York 1877, Kap. XIV. (Beachtenswert ist namentlich ein S. 296 beschriebenes Instrument — *hook gauge* —, welches eine genaue Einmessung der Wasserspiegel ermöglicht.)

Bornemann. Über den Ausfluß bei Schützen und schützenartigen Mündungen. Civiling. 1880, S. 297. Ann. des ponts et chaussées 1888, II. S. 393.

Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 513 und 1890, No. 49–52.

Keller. Die hydrometrische Versuchsanstalt bei Santhia in Italien. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 101–104.

4. Messung aus Querprofil und Geschwindigkeit.

Zur Ermittlung der Wassermenge $Q = F \cdot v$ berechnet man zunächst aus dem nach der Peilung maßstablich aufgetragenen Querprofil den Flächeninhalt desselben und bestimmt sodann die Geschwindigkeit des Wassers im Querprofil entweder durch Geschwindigkeitsformeln, oder durch direkte Geschwindigkeitsmessungen. Geschwindigkeitsformeln werden für generelle, Geschwindigkeitsmessungen für spezielle Ermittlung der Wassermenge verwendet.

a. Generelle Ermittlung der Wassermenge (Geschwindigkeitsformeln).

In den bekannten Geschwindigkeitsformeln sind zur Ermittlung der mittleren Profilvergeschwindigkeit (vergl. § 26 unter 2.) nicht nur Gefälle J und hydraulische Tiefe R ,

sondern auch die Widerstände, welche das Wasser beim Abflus zu überwinden hat, im Koeffizienten c berücksichtigt. Der Wert von c ist nach derjenigen Geschwindigkeitsformel, welche für den vorliegenden Fall am zuverlässigsten erscheint, zu ermitteln und es ergibt sich dann aus diesem, sowie aus den durch örtliche Messungen festgestellten Werten von R und J annähernd die mittlere Geschwindigkeit $v = c\sqrt{RJ}$ und aus $Q = F.v$ die gesuchte Wassermenge. Hierbei läßt sich der Wert von R , wenn auch nicht ganz, so doch annähernd genau ermitteln, während dies bezüglich der Ermittlung des Gefälles, namentlich wenn dieses gering ist, nicht der Fall sein kann (vergleiche § 19).

Annähernde Ergebnisse lassen sich auch erreichen, wenn die mittlere Profilgeschwindigkeit v (vergl. § 26 unter 7.) aus der größten Oberflächengeschwindigkeit v_{0z} ermittelt wird, doch ist hierzu schon die Verwendung von Geschwindigkeitsmessungen erforderlich. Nach v. Wagner (siehe dessen hydrologische Untersuchungen, S. 34) ist

$$v = 0,67 v_{0z} + 0,027 v_{0z}^2$$

Zu dieser Formel gelangt der genannte Verfasser durch Benutzung einer großen Zahl von Messungen in Bächen, Kanälen, Flüssen und Strömen, bei denen sonach die Abflusverhältnisse sehr verschiedenartige sind. So wechselt die Breite der Wasserläufe am Wasserspiegel zwischen 1,6 bis 425 m, die mittlere Tiefe zwischen 0,23 bis 5,894 m, die größte Oberflächengeschwindigkeit zwischen 0,263 bis 2,785 m und die mittlere Geschwindigkeit zwischen 0,178 bis 2,009 m. Trotz dieser Unterschiede schwankt das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit zur größten Oberflächengeschwindigkeit, also $\frac{v}{v_{0z}}$, nur zwischen den Grenzen 0,667 bis 0,775. Trägt man die verschiedenen Werte von v_{0z} , welche sich aus den 24 benutzten Messungen ergeben, als Abscissen, die Werte v als Ordinaten auf und verbindet die Endpunkte der letzteren durch eine Kurve, so fallen 17 Messungsergebnisse ganz oder nahezu in diese Kurve, während die übrigen 7 nur um durchschnittlich 4% von der Kurve abweichen. Die so konstruierte Kurve stellt sich annähernd als eine Parabel zweiten Grades dar. Die Parabel geht durch den Anfangspunkt der Koordinaten und hat die Gleichung:

$$y = ax + bx^2$$

Die Werte von a und b sind durch Einsetzung der betreffenden Zahlenwerte der von zwei am weitesten auseinanderliegenden Koordinaten in vorstehende Formel ermittelt, und ergaben $a = 0,67$ und $b = 0,027$.

Nachträglich (vergl. Deutsche Bauz. 1882, S. 480) wurden jedoch die Werte nach der Methode der kleinsten Quadrate unter Benutzung sämtlicher Messungsergebnisse = 0,705 bzw. 0,01 ermittelt, sodafs die v. Wagner'sche Formel nunmehr

$$v = 0,705 v_{0z} + 0,001 v_{0z}^2 \dots \dots \dots 56.$$

lautet, wobei die durchschnittliche Abweichung von den gemessenen Geschwindigkeiten nur nahezu 3% beträgt. Dagegen hat de Koning (vergl. Deutsche Bauz. 1883, S. 84) aus einer großen Zahl von Messungen im Rhein, in der Waal, Yssel und Maas (s. Tijdschrift van het kon. Inst. van Ing. 1879—1880) für größte Geschwindigkeiten von 0,54 bis 2,16 m nach der Formel

$$y = ax + bx^2 \dots \dots \dots 57.$$

den Wert $a = 0,82$ und $b = -0,04$ gefunden, wobei unter 105 Beobachtungen 64 Messungsergebnisse und zwar nur bis 4% von den durch Rechnung ermittelten Werten abweichen. Beide Formeln können indessen selbstverständlich nur annähernde Ergebnisse liefern.

Dasselbe ist der Fall bezüglich der v. Wagner'schen Untersuchungen über das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit zur Oberflächengeschwindigkeit in jeder einzelnen Vertikalen, also $\frac{v}{v_0}$, sowie über die Tiefe, in welcher die mittlere Geschwindigkeit in dieser Vertikalen vorhanden ist. Nach 100 zuverlässig gemessenen Geschwindigkeitskurven des Rheins, der Donau, Elbe, Weser und Ocker beträgt das arithmetische Mittel $\frac{v}{v_0} = 0,838$ und dieses stimmt nahezu mit dem Mittelwert 0,835 überein, den Ingenieure der Schweiz aus 200 gemessenen Kurven abgeleitet haben. Die Messungsergebnisse zeigten jedoch im ersten Falle, daß der Wert mit der Zunahme von v_0 und der Zunahme des Wasserstandes wächst, und zwar derartig, daß $\frac{v}{v_0} = 0,80$ bei v_0 bis zu 0,7 m, $\frac{v}{v_0} = 0,85$ bei $v_0 > 0,7$ bis $v_0 = 1,2$ m und $\frac{v}{v_0} = 0,90$ bei $v_0 > 1,2$ bis $v_0 = 3$ m anzunehmen ist.

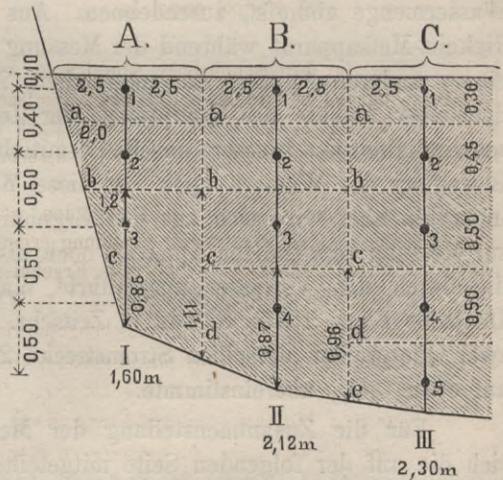
Die Tiefe, in der die mittlere Geschwindigkeit in der Vertikalen vorhanden ist, wurde als arithmetischer Mittelwert aus 64 Beobachtungen = 0,5966 der Wassertiefe unter der Oberfläche gefunden, sie schwankt jedoch für die verschiedenen Wasserläufe innerhalb der Grenzen 0,580 bis 0,620 der Wassertiefe.

b. Spezielle Ermittlung der Wassermenge (Geschwindigkeitsmessungen).

In dem durch Messung der Geschwindigkeit des Wassers im Querprofil erlangten Wert sind die beim Abfluss eintretenden Widerstände bereits eingeschlossen. Der Wert der mittleren Geschwindigkeit des Querprofils lässt sich indessen nicht unmittelbar messen, ist vielmehr aus Einzelmessungen der in zahlreichen Punkten des Querprofils gemessenen Geschwindigkeiten abzuleiten. Je größer die Zahl dieser Messungspunkte sein kann, um so genauer ist zwar die abfließende Wassermenge zu bestimmen, jene Zahl wird aber durch praktische Rücksichten je nach Breite, Tiefe und Gefälle des Wasserlaufs und auch je nach der Zeit der Messung begrenzt. Ganz genaue Ergebnisse liefert auch diese Art der Wassermessung nicht, weil sie ebenfalls mit Fehlern behaftet ist, welche sich durch die unvermeidlichen Ungenauigkeiten bei Messung der Breiten und Tiefen des Querprofils und namentlich wegen des häufigen Wechsels der Geschwindigkeit nicht nur in den verschiedenen Messungspunkten, sondern auch, als Folge der pulsierenden Bewegung des Wassers, in ein und demselben Messungspunkte nicht verhindern lassen. Dazu kommt noch, dass die an einem Punkt gemessene Geschwindigkeit stets als mittlere Geschwindigkeit für eine größere Fläche des Querprofils angenommen werden muss, während in Wirklichkeit in den Einzelpunkten dieser Fläche verschiedene Geschwindigkeiten vorhanden sind, sowie auch, dass sich beim Wechsel des Wasserstandes während der Messung die Geschwindigkeiten ändern und diese Änderungen bei der Zurückführung auf einen bestimmten Wasserstand nur schätzungsweise berücksichtigt werden können. Trotzdem wird, wie aus Vergleichung der nach verschiedenen Messverfahren ermittelten Ergebnisse geschlossen werden kann, der Unterschied nur um wenige Prozente von der Wirklichkeit abweichen, indem sich die Messungsfehler, welche bald negative bald positive Werte darstellen, im wesentlichen ausgleichen.

Bei der Messung ist es zweckmäßig, das Querprofil maßstablich auf quadriertem Papier darzustellen, weil man hierdurch den Vorteil erreicht, den Ort der Vertikalen, z. B. I, II, III u. s. w. (Fig. 51), in denen die Geschwindigkeiten in verschiedenen Punkten gemessen werden sollen, derartig zu wählen, dass die wechselnden Tiefen des Flussbettes zur Geltung gelangen. Bei grossen Wasserläufen wird man den Abstand der Vertikalen selten unter 5 m, meist wohl mit 10 m und mehr bemessen und sich auch mit Messung der Geschwindigkeiten in je 50 cm voneinander entfernt liegenden Punkten der einzelnen Vertikalen begnügen müssen. Eine Ausnahme bilden nur der oberste und der unterste Messungspunkt in jeder Vertikalen, da die Bestimmung der Geschwindigkeit an der Oberfläche und der Sohle so nahe, als das Messinstrument gestattet, für die Genauigkeit der Ermittlungen unentbehrlich ist. Bei hydrometrischen Flügeln ist eine Eintauchung der Flügelwelle von 10 cm im obersten Messungspunkte der Vertikalen angemessen, während die Entfernung der Flügelwelle von der Beschaffenheit des Bettes abhängt und in jeder Vertikalen durch Versuche festzustellen ist. In jedem

Fig. 51.



Flussquerschnitt mit drei Vertikalen A, B und C. Die Vertikale A hat eine Breite von 2,5 m und eine Sohlentiefe von 1,60 m. Die Vertikale B hat eine Breite von 2,5 m und eine Sohlentiefe von 2,12 m. Die Vertikale C hat eine Breite von 2,5 m und eine Sohlentiefe von 2,30 m. Die Vertikale sind in vier horizontale Schichten unterteilt: a (0,40 m), b (0,50 m), c (0,50 m) und d (0,50 m). Die Messungspunkte sind von 1 bis 5 von oben nach unten beschriftet. Die Sohle ist an den Punkten 1, 2, 3 und 4 mit den Werten 0,86, 0,87 und 0,96 beschriftet.

Messungspunkt 1, 2, 3 u. s. w. jeder Vertikalen pflegt man die Geschwindigkeit des Wassers dreimal für eine Zeitdauer von je 100 Sekunden zu messen und daraus den Mittelwert festzustellen, vergleiche das Zahlenbeispiel in den nebenstehenden Formularen I. und II.

Durch Halbierung der Längen zwischen den einzelnen Vertikalen wird das Querprofil in Vertikalstreifen *A, B, C* u. s. w. und durch Halbierung der Höhen zwischen den einzelnen Messungspunkten werden diese Vertikalstreifen in Einzelflächen *a, b, c* u. s. w. zerlegt, welche eine Wassermenge von $q_1 = f'v'$, $q_2 = f''v''$, $q_3 = f'''v'''$ in der Sekunde abführen, wenn die Flächen mit $f' f'' f'''$ und die mittleren Geschwindigkeiten des Wassers in denselben mit $v' v'' v'''$ bezeichnet werden, sodafs sich die gesamte im Querprofil abfließende Wassermenge:

$$Q = \Sigma (f \cdot v) = \Sigma (b \cdot t \cdot v) \dots \dots \dots 58.$$

ergiebt.

Die mittlere Geschwindigkeit in jedem einzelnen Vertikalstreifen kann man dadurch finden, dafs man die in den Vertikalen in verschiedenen Tiefen gemessenen Geschwindigkeiten mit den zugehörigen Profilflächen-Elementen multipliziert und schliesslich die Summe dieser Produkte durch die Gesamtfläche des betreffenden Vertikalstreifens dividiert. Hierbei können die Vertikalen verschiedene Entfernungen haben, besser ist es aber, wenn sie gleich entfernt liegen.

Genauer erhält man die mittlere Geschwindigkeit im Vertikalstreifen, wenn man für die Vertikale nach § 26 unter 3. die Vertikalgeschwindigkeitskurve in genügend grossem Mafsstabe zeichnet, die Fläche derselben ermittelt und durch die zugehörige Wassertiefe dividiert. (Vergl. in dieser Beziehung: Kommissionsbericht über die an der Schwarzra in der Nähe des Kaiserbrunnens vorgenommenen Wassermessungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1866, S. 137.)

Zur Kontrolle der Genauigkeit und Richtigkeit der Wassermengenermittlung ist letztere nicht lediglich auf die Messungen in einem Querprofil zu beschränken, vielmehr auf zwei in derselben Wasserlaufstrecke belegene Querprofile, durch welche dieselbe Wassermenge abfließt, auszudehnen. Aus dem gleichen Grunde ist auch der Geschwindigkeits-Messapparat während der Messung wiederholt einer Prüfung durch Vergleich mit einem anderen Apparat zu unterziehen, indem man durch beide Apparate in ein und demselben Punkte des Querprofils, der Zeit nach unmittelbar hintereinander, die Geschwindigkeit des Wassers daselbst ermittelt. Allerdings läfst sich wegen der pulsierenden Bewegung des Wassers auch auf diese Weise keine ganz sichere Kontrolle ausüben, immerhin aber wird sich aus den Ergebnissen feststellen lassen, ob der Koeffizient des zur Messung verwendeten Apparats noch als zutreffend angesehen werden kann. (Vergl. die durch den Verfasser ausgeführte Wassermengenermittlung der Memel bei Tilsit, Deutsche Bauz. 1875, S. 142 u. Zeitschr. f. Bauw, 1877, wobei die Wassermenge in zwei Querprofilen derselben Stromstrecke 236,275 bzw. 237,195 cbm betrug, daher bis auf etwa 0,4% übereinstimmte.)

Für die Zusammenstellung der Messungs- und Rechnungsergebnisse empfehlen sich die auf der folgenden Seite mitgetheilten Formulare.

In Formular I. ist, wenn zu den Messungen ein gewöhnlicher Flügel ohne elektrische Zeichengebung verwendet wird, für Kolonne 5 und 6 nicht die Zeit, welche 100 Umdrehungen des Flügels erfordern, sondern die Zahl der Umdrehungen in 100 Sekunden einzutragen.

I. Geschwindigkeitsmessungen (vergl. Fig. 51).

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
Ort der Messung.		Tiefe unter Wasser- spiegel = Eintauchung der Flügel- welle	Wasserstand während der Messung am Pegel zu . . .	Zeit t bei 100 Um- drehungen des Flügels während der Beobachtungen		Umdrehungen n des Flügels in 1 Sekunde $= \frac{100}{t}$	Geschwindigkeit des Wassers in 1 Sekunde vergl. Bemerkungen.	Bemerkungen.
Vertikale.	Messungs- punkt.			im einzelnen	im Mittel			
No.		m	m	Sekunden.				
I.	1	0,10	1,86	78 70 74	74	1,351	0,324	Bei dem zu den Messungen verwen- deten elektrischen Flügel ist die Ge- schwindigkeit des Wassers $v = \alpha + \beta \cdot n$ $\alpha = 0,031$ $\beta = 0,2166$ $n =$ Zahl der Umdrehungen in 1 Sekunde.
"	2	0,50	"	87 81 89	85,67	1,167	0,284	
"	3	1,00	"	117 107 114	112,67	0,888	0,223	
II.	1	0,10	"	55 57 57	56,33	1,776	0,415	
"	2	0,50	"	62 69 66	65,67	1,523	0,330	

u. s. w.

II. Berechnung der Wassermenge (vergl. Fig. 51).

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Bezeichnung.	Inhaltsermittlung.	Inhalt		Des abfließenden Wassers Geschwindigkeit Menge			Bemerkungen.
		im ein- zelnen qm	im ganzen qm	nach Form. I. 8 m	im ein- zelnen cbm	im ganzen cbm	
A. a	$\frac{5 + 4,5}{2} \cdot 0,3$	1,425		0,324	0,462		
" b	$\frac{4,5 + 3,7}{2} \cdot 0,45$	1,845		0,284	0,524		
" c	$\frac{0,85 \cdot 1,2}{2} + \frac{0,85 + 1,11}{2} \cdot 2,5$	2,960		0,223	0,220		
			6,230				1,206
B. a	5 · 0,3	1,5		0,415			
" b	5 · 0,45	2,25		0,33			
" c	5 · 0,50	2,5					
" d							

u. s. w.

Als Beispiel ausgeführter Wassermessung ist die in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Jahrg. 1882 mitgeteilte Wassermessung in der Elbe bei Altengamm im März 1881 gewählt, weil sie wegen der Vollständigkeit der Angaben als Muster für derartige Arbeiten gelten kann und weil sie, was selten durchführbar ist, die Messung der Hochwassermenge in einem nicht der Überflutung ausgesetzten Querprofile behandelt. F. 1, T. VII zeigt das Querprofil, F. 2 die Geschwindigkeitskurve und F. 3 die Vertikalen. Zu den mehrere Tage dauernden Geschwindigkeitsmessungen wurde von einem ver-

ankerten großen Boot aus ein elektrischer Woltman'scher Flügel verwendet und für das nahezu 600 m breite Querprofil der Elbe eine Strecke mit geraden Uferlinien gewählt. Die Vertikalen lagen im allgemeinen in Entfernungen von 20 m, die Messungspunkte in den Vertikalen nahe an der Oberfläche und von hier aus in Höhenabständen von 1 m, bei geringen Tiefen in Abständen von 0,50 m. An jedem dieser Punkte erfolgte eine dreimalige, nötigenfalls auch eine sechsmalige Messung der Geschwindigkeit, indem sich die pulsierende Bewegung des Wassers in bedeutendem Maße geltend machte. Der Wasserstand zeigte aber während der ganzen Messung — ein seltener Fall bei Hochwasser — nur die geringfügige Änderung von 3 cm. Die zur Berechnung der Wassermengen dienenden Werte sind auf T. VIII eingetragen; hier sei nur wiederholt, daß die abgeführte Wassermenge mit 3676,3 cbm festgestellt wurde. In F. 2 sind aus den Ergebnissen der Vertikalen die Kurven gleicher Geschwindigkeit, die sog. Isotachen, ferner die Kurven der Oberflächengeschwindigkeit, der größten und mittleren Geschwindigkeit der einzelnen Vertikalen, der mittleren Geschwindigkeit des ganzen Querprofils (vergl. § 26), die Wasserspiegel- und Sohlenlinien und endlich auch die Massenkurven eingetragen, sodaß sich ein übersichtliches Bild von der Unregelmäßigkeit der Bewegung des Wassers ergibt. Die Massenkurve schließt mit der Wasserspiegellinie eine Fläche ein, welche die abgeführte Wassermenge in Kubikmeter darstellt, und zwar entspricht jedes Quadratcentimeter dieser Fläche einer Wassermenge von 10 cbm. Zu bemerken ist noch, daß in der Vertikalen No. 32 ruhiges Wasser ohne Geschwindigkeit angetroffen wurde und aus diesem Grunde das wirksame Abflußprofil zwischen den Vertikalen 31 und 32 abgeschlossen werden mußte.

Von Interesse ist die Vergleichung des festgestellten Messungsergebnisses mit den durch Berechnung der Wassermenge nach 10 bekannten Geschwindigkeitsformeln ermittelten Ergebnissen. Am geringsten mit + 4,8% ist die Abweichung für die Bazin'sche Formel (vergl. § 20); die I. u. II. Hagen'sche ergibt + 9,9 und + 12,8, die Harder'sche — 17,9, die Grebenau'sche + 20,7, die Eytelwein'sche + 23,1, die Humphreys u. Abbot'sche + 27,3, die Ganguillet u. Kutter'sche + 39,5, die Bornemann'sche + 77,9 und die Gauckler'sche sogar + 113,5% Abweichung. Anders gestalten sich die Abweichungen für eine in demselben Querprofile bei einem niedrigen Wasserstande ausgeführte Messung, durch welche die Wassermenge mit 447,4 cbm, d. i. mit etwa $\frac{1}{3}$ jener Hochwassermenge, ermittelt wurde. Hierbei beträgt die Abweichung für Hagens Formeln I. u. II. nur + 1,8 bezw. + 3,5, für die Eytelwein'sche nur + 3,6, für die Grebenau'sche + 9,2, für alle übrigen Formeln 21,9 bis 44,5%.

Vorstehende Ergebnisse weisen auf die unbedingte Notwendigkeit von Geschwindigkeitsmessungen in allen denjenigen Fällen hin, in denen es sich um genaue Ermittlung der Wassermenge größerer Wasserläufe handelt.

5. Messung des abfließenden unregelmäßigen Wasserkörpers.

Dies Verfahren verlangt die Ermittlung der Geschwindigkeit in zahlreichen Punkten des Querprofils nach Maßgabe der Erörterungen zu 4., sowie die graphische Auftragung der Ergebnisse in ähnlicher Weise, wie auf T. VII dargestellt ist.

Der Wasserkörper, welcher durch den Abfluß des Wassers in einem Querprofil des Wasserlaufs innerhalb einer Zeitsekunde entsteht, wird durch die Vertikalebene des Querprofils, oben und unten durch die Ebenen der Horizontalgeschwindigkeitskurven im Wasserspiegel bezw. an der Sohle und im übrigen durch eine gekrümmte, unregelmäßige Fläche begrenzt. Letztere entsteht, wenn man in jedem Punkte des Querprofils die Geschwindigkeit des Wasserfadens daselbst als Ordinate in der Richtung der Strömung aufgetragen und die Endpunkte sämtlicher Ordinaten durch eine Fläche verbunden denkt. Der kubische Inhalt dieses Wasserkörpers, des sog. Geschwindigkeits-Paraboloids, läßt sich nach Culmann⁹⁴⁾ unter Benutzung der Kurven gleicher Geschwindigkeit — Isotachen —, sowie auch nach Harlacher⁹⁵⁾ dadurch berechnen, daß man ihn in ein Cylinderstück verwandelt und dessen Profilfläche für eine gleichbleibende Länge des Cylinderstücks ermittelt.

⁹⁴⁾ Schmitt, E. Graphische Bestimmung des Wasserquantums in Strömen. Polyt. Journ. Bd. 196, S. 97.

⁹⁵⁾ Harlacher, A. R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Blätter 1871, S. 101 und Hydrometrische Apparate, 1881.

a. Culmann's Verfahren. Man konstruiert das Geschwindigkeits-Paraboloid und zwar, da die Geschwindigkeitsordinaten aller Wasserfäden nicht gemessen werden können, nur nach den wirklich gemessenen Geschwindigkeitsordinaten, und zerlegt es sodann in Körperzonen, deren jede von zwei vertikalen, in einem gleichbleibenden Abstände e belegenen parallelen, von Kurven gleicher Geschwindigkeit (Isotachen, s. § 26 unter 6.) umschlossenen, die vertikalen Querschnitte des Paraboloids darstellenden Ebenen begrenzt wird. Den Inhalt sämtlicher Körperzonen dieser Art erhält man durch Summierung des Inhalts der zwischen je zwei Isotachen liegenden und aufeinanderfolgenden Körperzonen. Der Inhalt jeder Zone ist nahezu gleich dem Produkte aus der Höhe desselben und dem mittleren Flächeninhalte der beiden Grenzflächen. Sind $\Omega_1 \Omega_2 \Omega_3 \dots \Omega_n$ die Inhalte der einzelnen Zonen, $\mathfrak{F}_1 \mathfrak{F}_2 \mathfrak{F}_3 \dots \mathfrak{F}_n$ die Flächen der Isotachen und e die Geschwindigkeitsdifferenz (Äquidistanz) der letzteren, so ist

$$\Omega_1 = e \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_2}{2}, \quad \Omega_2 = e \frac{\mathfrak{F}_2 + \mathfrak{F}_3}{2}, \quad \Omega_3 = e \frac{\mathfrak{F}_3 + \mathfrak{F}_4}{2}, \quad \dots \quad \Omega_n = e \frac{\mathfrak{F}_{n-1} + \mathfrak{F}_n}{2},$$

sonach der Gesamthalt oder die Wassermenge des fraglichen Profils

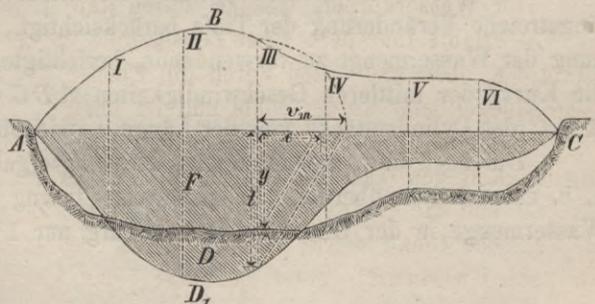
$$Q = e \left(\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_2 + \mathfrak{F}_3 \dots \mathfrak{F}_n - \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_n}{2} \right) = e \left(\sum (\mathfrak{F}) - \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_n}{2} \right) \dots \quad 59.$$

Man hat also die Summe sämtlicher Flächen der Isotachen aufzusuchen, dieselben zu addieren, davon die halbe Summe der ersten und letzten Fläche abziehen und die Differenz mit dem gleichen Abstände e zu multiplizieren. Es ist jedoch der Wert von Q noch um den kubischen Inhalt des gewöhnlich eine Kuppe bildenden vordersten Körperteils des Paraboloids zu vermehren.

Die Flächenbestimmung kann genau genug mittels des Polarplanimeters geschehen und durch aneinandergereihtes Umfahren der einzelnen Isotachen kann sogleich die Summierung vorgenommen werden. Man hat, um die erste und letzte Fläche, sowie die Gesamtsumme aller Flächen zu erhalten, nach Umfahren der ersten, sowie vor und nach dem Umfahren der letzten Isotache abzulesen und die mit dem Fahrstift zu beschreibenden Verbindungslinien zwischen den einzelnen Kurven am Ende rückwärts zu befahren.

b. Harlacher's Verfahren. Aus der Durchdringung zweier Cylinderstücke, deren Querschnitte vom senkrechten Flußquerprofil und bezw. von einer horizontalen Ebene gebildet werden, welche letztere von der Wasserspiegellinie des Querprofils und der Kurve der mittleren Geschwindigkeiten umschlossen wird, entsteht ein unregelmässiger Körper, welcher die in der Zeiteinheit durch das Flußquerprofil abfließende Wassermenge aufnimmt. Harlacher's Verfahren besteht darin, diesen Wasserkörper in ein Cylinderstück von gleichbleibender Länge e zu verwandeln und die Profilfläche F desselben zu ermitteln. Die durch einen Streifen von der Tiefe y und der Breite dx des Querprofils $A D C$ (Fig. 52) in der Zeiteinheit fließende Wassermenge Q ist nämlich:

Fig. 52.



$$dQ = v_m \cdot y \cdot dx = e \cdot y \frac{v_m}{e} dx.$$

Wenn man mit $t = y \frac{v_m}{e}$ die Ordinaten der Kurve AD_1C bezeichnet, welche mit der Horizontalen AC des Wasserspiegels die schraffierte Fläche F einschließt, so ergibt sich $dQ = e \cdot t dx$, daher

$$Q = e \int t dx = e \cdot F \dots \dots \dots 60.$$

Alsdann ist F der Querschnitt des gesuchten Cylinderstücks von der Länge e . Die Flusstiefen y erhält man aus dem Querprofil ADC , die Werte von v_m desgleichen aus der Kurve der mittleren Geschwindigkeiten ABC , die Werte von t durch die in Fig. 52 angedeutete Konstruktion. Das Produkt aus dem durch Polarplanimeter zu ermittelnden Inhalt der Fläche F und der Längeneinheit e ist die in der Zeiteinheit durch das Flusssquerprofil abfließende Wassermenge. — Das Nähere über das hier kurz besprochene Verfahren findet man in Harlacher. Hydrometrische Apparate und Methoden, S. 27, woselbst auch auf S. 29 eine beachtenswerte Untersuchung über die Ermittlung der Wassermengen unter Voraussetzung eines veränderlichen Wasserstandes mitgeteilt ist, aus welcher hier folgendes angeführt werden möge: Gewöhnlich überträgt man die während der Messung wechselnden Wasserstände auf einen einzigen und zwar auf denjenigen, welcher dem arithmetischen Mittel entspricht. Hierdurch wird aber die Genauigkeit der Ermittlung der Wassermenge beeinträchtigt, da der für die Dauer der Messungen zu Grunde zu legende, wahre mittlere Wasserstand meist ein anderer ist und aus den, in den einzelnen Teilflächen des Querprofils ermittelten Wassermengen $Q_1 Q_2 Q_3 \dots Q_n$, sowie aus den zugehörigen Wasserstandshöhen $H_1 H_2 H_3 \dots H_n$ berechnet werden muß. Man erhält dann den wahren mittleren Wasserstand

$$(H) = \frac{H_1 Q_1 + H_2 Q_2 + H_3 Q_3 + \dots H_n Q_n}{Q} \dots \dots \dots 61.$$

Diesen entsprechend sind nun auch die in den einzelnen Teilflächen des Querprofils aus den Messungsergebnissen gefundenen, mittleren Geschwindigkeiten zu berichtigen, und hierfür entwickelt Harlacher die Formel:

$$(v) = v \left[\frac{(h)}{h} \right]^a, \dots \dots \dots 62.$$

worin (v) die berichtigte, v die aus Messungsergebnissen gefundene, mittlere Geschwindigkeit, (h) die berichtigte Tiefe der einzelnen Teilfläche, h die in derselben während der Messung vorhandene Tiefe und a eine Potenz der Tiefe bezeichnet. Den Exponenten a kann man gleich $1/2$ annehmen, doch wird dieser Wert genauer, wenn man die wirklich eingetretene Veränderung der Tiefe berücksichtigt. Auf diese Weise wird die zur Berechnung der Wassermenge zu verwendende, berichtigte Querprofilfläche ADC , Fig. 52, und die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten ABC erhalten, aus denen dann die Fläche AD_1C des Cylinderstücks von der Länge e , wie oben erörtert wurde, zu konstruieren ist.

Die nach 5. a. u. b. erlangten Messungsergebnisse stimmen nahezu mit den nach 4. b. entwickelten überein. Beispielsweise betrug die Abweichung bei Ermittlung der Wassermenge in der Havel bei Oranienburg nur $1\frac{1}{2}\%$.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über geodätische und hydrometrische Ermittlungen ist zum Teil schon im Texte angegeben.

Rühlmann, R. Hydrodynamik. Leipzig 1857, S. 277.

Redtenbacher, F. Der Maschinenbau, II. Bd. Mannheim 1863, S. 15.

Lauterburg, R. Hydrometrische Beobachtungen der Schweiz. Bericht vom 31. Dezember 1866. Bern 1867.

- Weisbach, J. Vergleichende hydrometrische Messungen mittels eines hydrometrischen Flügelrades, einer größeren rektangulären Ausflußmündung und eines größeren über die ganze Wand weggehenden Überfalles. *Civiling.* 1867, S. 317.
- Hartmann. Beschreibung der speziellen Aufnahme und Verpeilung des Rheinstrombettes in der Strecke von Bingen bis St. Goar zur Beseitigung der im Fahrwasser anstehenden, der Schifffahrt besonders hinderlichen Felsen unter Wasser. *Zeitschr. f. Bauw.* 1868, S. 231.
- Mentz. Über die Wassermengen der Flüsse. *Deutsche Bauz.* 1868, S. 402.
- Lagrené, de. *Cours de navigation intérieure. Fleuves et rivières. Tome premier. Première partie.* Paris 1869, S. 22.
- Seelberger. Hydrotechnische Bemerkung. *Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver.* 1869, S. 82.
- Grebenau. Erwiderung hierauf. *Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver.* 1870, S. 29.
- Fischer. Hydrotechnische Bemerkungen. *Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver.* 1870, S. 80.
- v. Wagner. Über Geschwindigkeitsmessungen am Rhein bei Gernersheim (1871) zum Vergleich des Woltman'schen Hydrometers, der Tube-Darcy und des Oberflächenschwimmers. *Deutsche Bauz.* 1872, S. 239.
- Rühlmann. Über das Messen fließender Wasser. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1873, S. 158.
- Bukovsky, W. Mitteilung über eine an der Elbe bei Podiebrad gemachte Wassermessung. *Mitt. d. Arch.- u. Ing.-Ver. in Böhmen* 1873, S. 1.
- Schmid, H. Eine Wassermessung an der böhmischen Elbe. *Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver.* 1873, S. 108.
- Keene, J. B. *Handbook of Hydrometry.* London 1875.
- Schlichting. Die amtlichen Stromschauungen in den Jahren 1869 und 1873. *Deutsche Bauz.* 1875, S. 273.
- Schmidt, C. Über die Bestimmung der Wassermenge in Flüssen und Kanälen. *Wick's Illustrierte Gewerbezeitung* 1876, S. 3.
- Plenkner. Über die Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen. Leipzig 1879.
- Iben. Über die Genauigkeit der Wassermessung durch Kubizierung (Eichung). *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1880, S. 715.
- Ritter. Methode zur Notierung und Darstellung der hydrometrischen Beobachtungen. *Ann. des ponts et chaussées* 1880, Juni, S. 879.
- Geschwindigkeitsmessungen am Ober-Rhein u. s. w. *Tijdschrift van het kon. inst. van ing.* 1879/80. Extra-Lieferung. Über die praktischen Resultate der seit 1873 am Ober-Rhein u. s. w. ausgeführten Geschwindigkeitsmessungen. Dasselbst 1880/81, S. 273.
- Harlacher. Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers. Leipzig 1881.
- v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1881.
- Konsumtion des Sudbury-Flusses in Massachusetts 1875—1879. *Transact. of the Amer. Soc. of civ. eng.* 1881.
- Bücking. Wassermenge der Weser bei Bremen. *Deutsche Bauz.* 1882, S. 131.
- Weyrich. Wassermessung in der Elbe. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1882, S. 347.
- Daehr. Direkte Entwickelung des Umlaufwertes des hydrometrischen Flügels als eine Funktion der Geschwindigkeit. *Wochenbl. f. Arch. u. Ing.* 1883, No. 8 u. 10.
- Stearns. Geschwindigkeitsmessungen in Kanälen. *Transact. of the Amer. soc. of civ. eng.* 1883, S. 301.
- Bazin. Über den Gebrauch der Tiefenschwimmer. *Ann. des ponts et chaussées* 1884, I. S. 557.
- Meteorologie u. Hydrographie von Baden 1873—1887. Karlsruhe 1884—1888.
- Die hydrographische Kommission des Königreichs Böhmen. *Deutsche Bauz.* 1884, S. 535.
- Schmidt. Hydrologische Untersuchungen. München 1884.
- Frank. Hydrometrische Prüfungsanstalt in München. *Centralbl. d. Bauverw.* 1885, S. 193.
- OpeI. Wassermenge der Mittel- und Unter-Elbe. *Deutsche Bauz.* 1885, S. 421.
- v. Horn. Wassermessungen in Holland. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1886, S. 233, 235 u. 243.
- Frese. Versuche über die Genauigkeit von Wassergeschwindigkeits-Messungen. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1886, S. 911.
- Harlacher. *Hydrometrische Beobachtungen*, Band 1875—1886. Prag 1886.
- Post. Peil-Verfahren mit Winkelmessung. *Zeitschr. f. Bauw.* 1886, S. 147.
- Freytag. Über den Wert von Wassermessungen. *Wochenbl. f. Bauk.* 1886, S. 440.
- Ritter. Verfahren zur schnellen Messung der Abflussmengen. *Ann. des ponts et chaussées* 1886, II. S. 697 und *Deutsche Bauz.* 1887, S. 249.
- Kindermann. Bestimmung der Hochwassermenge. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1887, S. 98.
- Eisenlohr. Über die Prüfung hydrometrischer Flügel. *Wochenbl. f. Bauk.* 1887, S. 145.
- Scheck. Zur Bestimmung der Konstanten für hydrometrische Flügel. *Wochenbl. f. Bauk.* 1887, S. 382.
- Frese. Wassermessungen in der Leine bei Hannover. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1887, S. 597.

- v. Geldern. Über die Genauigkeit von Peilungen. Tijdschr. van het Koninkl. instit. van ingen. 1887/88, S. 45.
- v. Horn. Über Peilungen im Flutgebiet. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 302.
- Ringel. Wassergeschwindigkeits-Messungen in der Elbe in Sachsen 1886 u. 1887. Civil-Ing. 1888, S. 505.
- Sasse. Über die hydrometrischen Untersuchungen an der Elbe. Allgem. Bauz. 1888, S. 33 u. 41.
- Legler. Theorie der Stabschwimmer. Schweiz. Bauz. 1888, S. 70.
- v. Wex. Hydrodynamik. Leipzig 1888.
- Revy. Darstellung der Geschwindigkeitsmessungen in offenen Gerinnen auf bildlichem Wege. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 400.
- v. Lorenz-Liburnau. Hydraulische Versuchsanstalt. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337.
- Schlichting. Hydraulische Versuchsanstalt. Deutsche Bauz. 1890, S. 18.
- Erbstein. Peilwinde. Centralbl. der Bauverw. 1889, S. 202.
- Elektrische Wasserstandsanzeiger. Polyt. Centralbl. 1889, S. 309.
- Breme. Tafeln zur graphischen Berechnung der Wassermenge. Freiberg i. S. 1889.
- v. Horn. Selbstanzeigender Hoch- und Niedrigwasser-Pegel. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 6 u. 469.
- Seibt u. Fufes. Selbstthätiger Universal-Pegel. Schiff 1890, S. 385 u. Zeitschr. f. Instrumentenk. 1891, Heft 10.
- Keller. Neueste Bestimmung der Wassermenge bei Überfällen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 880.
- Ott. Hydrometrische Universalflügel. Zeitschr. f. Instrumentenk. 1890, S. 60.

Dritter Abschnitt.

Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

§ 24. Allgemeines. Nachdem in § 12 bereits im allgemeinen auf die Ursache der Bewegung des Wassers in Wasserläufen, die Widerstände beim Abflufs, die Unregelmäßigkeiten der Bewegung als Folge des häufigen Wechsels des Gefälles und der Bettgestaltung und die Verschiedenheit der Geschwindigkeit im Quer- und Längenprofil hingewiesen wurde, soll nunmehr eine eingehende Erörterung alles dessen, was bisher auf empirischem und theoretischem Wege durch die Wissenschaft im wesentlichen ermittelt worden ist, folgen. Hieraus wird sich ergeben, daß die Kenntnis über die Gesetze der Bewegung des fließenden Wassers noch lückenhaft ist und daß den Hydrotekten und Physikern auch fernerhin die Aufgabe verbleibt, auf dem Wege der Experimentaltheorie aus Beobachtungen über die Bewegung zur Ableitung mathematischer Ausdrücke und Gesetze zu gelangen. Die Lösung dieser Aufgabe wird hauptsächlich durch Beobachtungen in hydraulischen Versuchsanstalten⁹⁶⁾, d. h. in künstlich hergestellten Gerinnen, deren Wassermenge, Gefälle und Reibungswiderstände sich in jedem Augenblick und für verschiedenartige Einzelfälle genau ermitteln lassen, gefördert werden können, weil alle diese Faktoren in jedem natürlichen Wasserlaufe mehr oder weniger unbekannt, jedenfalls aber ungenau sind und mit jedem, hierbei unvermeidlichen Wechsel des Wasserstandes und Änderung der Beschaffenheit und Gestaltung des Bettes der Änderung unterliegen. Wenn die in hydraulischen Versuchsanstalten zu gewinnenden Ergebnisse sich auf große Wasserläufe auch nicht unmittelbar übertragen lassen und der Ergänzung durch Koeffizienten bedürfen werden, so bilden sie doch beim bisherigen Mangel einer auf hydrodynamische Grundsätze gestützten Rationaltheorie⁹⁷⁾ die allein zuverlässige

⁹⁶⁾ Über Anlage hydraulischer Versuchsanstalten vergl. Frank. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 193. v. Lorenz-Liburnau. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337. Schlichting. Deutsche Bauz. 1890, S. 18, und Keller. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 101—104.

⁹⁷⁾ Es fehlt nicht an Versuchen und Bestrebungen, eine Rationaltheorie zu begründen. Wir verweisen auf: Courtois. Rationelle Grundsätze der Hydraulik, angewendet auf Ströme und Flüsse. Allg. Bauz. 1860, S. 261. — Heinemann. Die Rationaltheorie der Bewegung des Wassers als Lehrbuch der Hydromechanik. Hagen 1872.

Grundlage zur Lösung der zahlreichen Fragen, die bei der Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe in Wasserläufen auftreten. Die bisher ermittelten, die Grundlage fast aller gebräuchlichen Formeln über das in Rede stehende Gebiet bildenden Ergebnisse sind größtenteils ebenfalls aus Beobachtungen in künstlichen Gerinnen abgeleitet und durch Vergleich mit den Ergebnissen von Beobachtungen in natürlichen Wasserläufen auf diese unter Einfügung von durch Erfahrung in Einzelfällen festgestellten Koeffizienten übertragen worden. In natürlichen Wasserläufen wechselt indessen die Art der Bewegung nach Form und Maß viel häufiger, als in künstlichen Wasserläufen, welche in bedeckten und unbedeckten Leitungen, sowie in Kanälen meist so regelmässige Betten besitzen, daß man die Bewegung des Wassers bis auf weitere Ermittlungen nahezu als eine gleichartige ansehen kann, während in natürlichen Wasserläufen meist nur von ungleichartiger Bewegung die Rede sein sollte. Man unterscheidet denn auch die Bewegung des fließenden Wassers nach bisherigem Sprachgebrauch als gleichförmige und ungleichförmige. Dieser Sprachgebrauch deckt indessen nicht alles das, was beim Begriff „Bewegung des Wassers“ in Frage tritt, denn es ist nicht nur die Form, sondern auch das Maß der Bewegung — die Geschwindigkeit — bei der Bewegung von wesentlich maßgebender Bedeutung. Das Wasser kann sich in Wasserläufen geradlinig, in Krümmungen, kreisend und auch wie in Überfällen springend, also in verschiedenen Formen bewegen, das Maß der Bewegung hängt aber nicht allein von dieser Form, sondern auch noch von anderen Faktoren, vom Gefälle, der Masse und den Widerständen ab. Bei dem bisherigen Ausdruck „gleichförmige Bewegung“ handelt es sich aber fast ausschließlich um ein gleichbleibendes Maß der Bewegung, sodaß die Bezeichnung „gleichmässige Bewegung“ schon entsprechender erscheint, als die bisherige. Am zutreffendsten, weil den Begriff völlig deckend, dürfte die Bezeichnung „gleichartige, bzw. ungleichartige Bewegung“ sein und soll diese aus vorstehenden Gründen ohne Änderung der bisher gebräuchlichen Definition der Bewegung Anwendung finden. Danach ist die Bewegung gleichartig (gleichförmig), wenn die Beschleunigung, welche als Folge des Gefälles nach dem Gesetze des freien Falls der Körper eintreten müßte, vollständig durch die Widerstände, welche dem fließenden Wasser entgegentreten, vernichtet oder aufgehoben wird, und demgemäß die Geschwindigkeit in allen zwischen jenen Punkten belegenen Querprofilen gleichbleibt. Die Bewegung gilt indessen schon als „gleichartig“, wenn nur die mittlere Geschwindigkeit in jenen Querprofilen sich nicht ändert. Wird dagegen die Beschleunigung nur teilweise durch die Widerstände verzehrt und ist demgemäß die Geschwindigkeit in den hintereinanderliegenden Querprofilen verschieden, so ist die Bewegung ungleichartig (ungleichförmig). Hiernach tritt gleichartige Bewegung nur in Wasserläufen ein, welche geradlinige Strecken, gleichförmige Querprofile, gleichbleibendes Gefälle, gleichbleibende Widerstände und Beharrungszustände in Bezug auf Wassermenge und Wasserstand aufweisen und dem Einfluß des Windes nicht unterliegen. Es sind dies Zustände, wie sie allenfalls in künstlichen Wasserläufen geschaffen, in natürlichen Wasserläufen aber bei den allgemeinen Eigenschaften derselben (vergl. § 7 bis 15) niemals angetroffen werden können. Dies erklärt die Schwierigkeit, ja fast die Unlösbarkeit der Aufgabe, die Gesetze der Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen zum Abschluß zu bringen, erklärt aber auch die bisherige Ungenauigkeit aller, bezüglich der natürlichen Wasserläufe anzustellenden Berechnungen, bedingt sonach die Notwendigkeit, die Rechnungsergebnisse nur mit großer Vorsicht praktisch zu verwenden.

Die Alten kannten die Gesetze der Hydrostatik, aber von einer Theorie der Bewegung des Wassers wußten sie nichts. Zwar hat Sextus Julius Frontinus, Oberaufseher der öffentlichen Brunnen in Rom unter Nerva und Trajan, in seinem Werk „*De aquaeductibus urbis Romae Commentarius*“ Betrachtungen über die Bewegung des Wassers in Kanälen angestellt; da aber das Fallgesetz noch unbekannt war, waren die Ergebnisse unbrauchbar. Kaum hatte jedoch Galilei die Gesetze des Falles schwerer Körper entdeckt, so beschäftigte er sich auch schon (etwa zu Anfang des 17. Jahrhunderts) mit den Gesetzen der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Doch scheint die Abhängigkeit der Wassergeschwindigkeit vom Gefälle und vom Querprofil zuerst von Brahm (vergl. dessen Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Aurich ca. 1753) sicher gestellt worden zu sein.

Nachstehend sollen die Querprofile als solche, die Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil im allgemeinen, diejenigen in einer vertikalen und in einer horizontalen Linie des Querprofils, sowie dessen Kurven gleicher Geschwindigkeit, ferner die Ergebnisse über Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit in einer Wasserlaufstrecke, die Grundlagen der Experimentaltheorie der Bewegung des Wassers und endlich die älteren und neueren Untersuchungen über die gleichartige (gleichförmige) Bewegung desselben nebst den zahlreichen hierfür aufgestellten empirischen Formeln erörtert werden.

Die Theorie der ungleichartigen (ungleichförmigen) Bewegung in Wasserläufen ist hier ausgeschieden, als zum Kap. III (Stauwerke) § 4 gehörig betrachtet und dort ausführlich behandelt, dagegen ist hier in § 31 eine auf die vorhergehenden Untersuchungen gestützte Übersicht der bisherigen Ergebnisse über die Bewegung des fließenden Wassers eingefügt worden.

§ 25. Benetztes Querprofil. Dasselbe ist, man vergleiche § 20, S. 130, oben von der Wasserspiegellinie (vergl. S. 129) und im übrigen Umfange, je nach Gestaltung der Sohle und der Ufer des Wasserlaufs, von meist unregelmäßigen Linien, welche den benetzten Umfang (Wasser-Perimeter) bilden, umschlossen. Der Quotient aus dem Flächeninhalte F des benetzten Querprofils durch dessen obere (Wasserspiegel-) Breite b heißt die mittlere Wassertiefe. Die letztere mit t_m bezeichnet ist

$$t_m = \frac{F}{b} \dots\dots\dots 63.$$

Sind die einzelnen Breiterelemente b' b'' b''' ... und die zugehörigen Wassertiefen t' t'' t''' ..., so ist näherungsweise

$$t_m = \frac{b' t' + b'' t'' + b''' t''' + \dots}{b' + b'' + b''' + \dots} = \frac{\sum (b t)}{\sum b} \dots\dots\dots 64.$$

Den Quotienten aus dem Flächeninhalte F eines Querprofils durch seinen benetzten Umfang p nennt man dessen mittlere hydraulische Tiefe, mittleren Radius oder Profilradius (bei einem halbkreisförmigen Querprofil gleich dem halben Radius). Sonach gelten für den mittleren Radius R die Gleichungen

$$R = \frac{F}{p} \text{ und } F = p R \dots\dots\dots 65.$$

Bei Strömen kann man näherungsweise $p = b$ setzen, sodaß dann

$$R = \frac{F}{b} \text{ oder } F = b R \dots\dots\dots 66.$$

Die Größe

$$r = \frac{F}{p + b} \dots\dots\dots 67.$$

nennt man wohl auch den mittleren Hauptradius. Setzt man für Ströme wieder $p = b$, so wird

$$r = \frac{F}{2p} = \frac{R}{2} \dots\dots\dots 68.$$

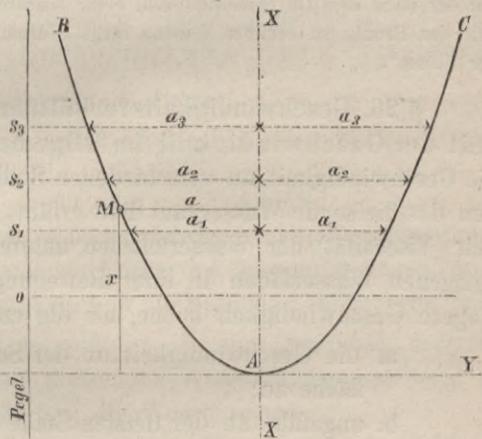
Für eine längere Strecke eines Wasserlaufs lassen sich auch noch die sogenannten Durchschnittsprofile in folgender Weise ermitteln:

In nicht zu weiten Abständen (ein- bis zweifache Wasserlaufbreite) nimmt man die Querprofile auf. Führt man dieselben auf den niedrigsten Wasserstand des nächsten Pegels zurück, ermittelt die Flächeninhalte sämtlicher Niederwasserprofile und nimmt aus letzteren das arithmetische Mittel, so erhält man das durchschnittliche Niederwasserprofil. Legt man dagegen den mittleren Wasserstand, bezw. denjenigen bei bordvollem Wasserlauf zu Grunde und berechnet für diese die zugehörigen Flächeninhalte sämtlicher Profile und deren arithmetische Mittel, so erhält man das durchschnittliche Mittelwasser- bezw. das durchschnittliche bordvolle Profil.

Hierbei kann man auch die Vergrößerungen oder Zuwächse ermitteln, welche die einzelnen Querprofile erfahren, wenn man den Pegelstand um eine gleichbleibende Größe (z. B. um 25 cm) zunehmen läßt. Aus den Zuwächsen der Einzelprofile läßt sich für jeden in Betracht gezogenen Pegelstand das arithmetische Mittel suchen und dieses stellt den durchschnittlichen Profilmzuwachs dar. (Vergl. Sasse. Über die Entwicklung des durchschnittlichen Profils einer Stromstrecke und dessen Benutzung zur Stromregulierung. Civiling. 1861, S. 23.)

Ermittelt man nun auf diese Weise für verschiedene Pegelstände $s_1 s_2 s_3 \dots$ (Fig. 53), welche am besten in gleich großen Abständen gewählt werden, die Durchschnittsprofile und die Durchschnitts-

Fig. 53.



zunachse, so lassen sich die den letzteren zugehörigen Breiten $b_1 b_2 b_3 \dots$ finden, wenn man die Durchschnittszuwächse durch jenen Abstand dividiert. Wie zu erwarten ist, werden diese Zuwachsbreiten $b_1 b_2 b_3 \dots$ bei wachsendem Pegelstand gleichfalls größer werden. Trägt man nun auf einer vertikalen Achse XX die Pegelstände $s_1 s_2 s_3 \dots$ als Abscissen und alsdann rechts und links davon jedesmal die entsprechende halbe Zuwachsbreite

$$a_1 \left(= \frac{b_1}{2} \right), a_2 \left(= \frac{b_2}{2} \right), a_3 \left(= \frac{b_3}{2} \right) \dots$$

als Ordinate auf, so läßt sich durch die Endpunkte der Ordinaten oder nahe an ihnen vorbei eine Kurve führen. Man wählt hierzu in der Regel die gemeine Parabel und nennt dieselbe alsdann die Profil-Parabel.

Ermittelt man endlich die Breite im Niederwasserspiegel und berechnet aus der durchschnittlichen Niederwasser-Profilfläche die größte Tiefe und die Lage des unteren Teiles der Kurve, so zeigt sich, daß diese dem oberen Teile sich stetig anschließt.

Bezeichnet man für einen beliebigen Punkt M der Profil-Parabel die Abscisse mit x , die Ordinate (gleich der halben Breite) mit a und den Parameter mit P_1 , so lautet die Gleichung der Parabel

$$a^2 = P_1 x \dots \dots \dots 69.$$

Die Fläche F_a des zugehörigen Durchschnittsprofils ist

$$F_a = \frac{4}{3} a x = \frac{4}{3} x \sqrt{P_1 x} \dots \dots \dots 70.$$

Hieraus hat man geschlossen, daß das nach der Profil-Parabel geformte Querprofil dasjenige sei, dessen Herstellung der Wasserlauf erstrebe, und dessen Verwendung bei Flufsregulierungen sachgemäß sei. (Vergl. Sasse. Parabel-Theorie in ihrer Anwendung auf die Bewegung des Wassers in der Saale und Unstrut. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 193; ferner: Über durchschnittliche Profile der Ströme, 1884, S. 141. Siber. Über die Anwendung der Parabel bei Stromregulierungen. Deutsche Bauz. 1875, S. 455, 465. Sternberg. Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 483. Opel. Das parabolische Profil, polygonal begrenzte Querprofile

und Bestimmung der Stromquerschnitte im Flutgebiet. Deutsche Bauz. 1886, S. 148; 1887, S. 138; 1888, S. 231, 519, 543 u. 550.)

In Wirklichkeit findet sich indessen das parabolische Querprofil in Flüssen nur in seltenen Ausnahmefällen, der Fluß bildet vielmehr an jeder Stelle sein Profil nach den dort gegebenen Bedingungen und zwar nach Maßgabe der Angriffs- und Widerstandskräfte, welche von der Richtung, dem Gefälle, der Wassermenge und der geologischen Gestaltung des Flußlaufs abhängen, sehr verschiedenartig aus. Selbst regelmäßig hergestellte Normalprofile unterliegen erfahrungsmäßig der steten Umbildung infolge des Wechsels der Kräfte. Theoretisch läßt sich für einen geradlinigen, vollkommen regelmäßigen Fluß ein ideales Querprofil nach der Parabelform oder nach der von Sternberg ermittelten Form des Bettes mit horizontaler Sohle und gekrümmten Uferböschungen oder auch nach der gebräuchlichen Form des Bettes mit geradlinig geneigten Uferböschungen konstruieren; ein solches würde auch für die Bewegung des Wassers unzweifelhaft vorteilhaft sein, wenngleich die Theorie, wonach in einem solchen Querprofil die mittlere Geschwindigkeit v bei allen Wasserständen gleichbleibt, nur annähernd zutrifft, weil die Bewegung des Wassers an und für sich schon unregelmäßig ist, und, selbst hiervon abgesehen, in dem Ausdruck $v = c\sqrt{RJ} = c\sqrt{\frac{F}{p} \cdot J}$ zwar $\frac{F}{p}$ gleichbleibt, die Werte J und c jedoch mit dem Wechsel des Wasserstandes ebenfalls der Änderung unterliegen. Zudem würde auch das ideale Profil bei jeder Überflutung der Ufer und außerdem noch durch die zeitweise unvermeidlichen Sinkstoffablagerungen umgestaltet werden. Da aber regelmäßige Flüsse, wie sie das ideale Querprofil voraussetzt, nicht bestehen, die vorhandenen vielmehr vielfach gekrümmt, mit Sinkstoffbänken behaftet, sowie in Bezug auf Gefälle und geologische Beschaffenheit des Bettes unregelmäßig und auch der Überflutung und dem Eisgang ausgesetzt sind, wird man bei Gestaltung des Querprofils mit den wirklichen Verhältnissen, namentlich mit den Krümmungen des Bettes und den wirklichen Geschwindigkeiten an jeder Stelle und nicht mit der nach dem Durchschnittsprofil einer längeren Strecke theoretisch ermittelten mittleren Geschwindigkeit des Profils zu rechnen haben, vergl. Normalprofil in dem Kapitel „Regulierung und Kanalisierung der Flüsse“.

§ 26. Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil. 1. Verschiedenheit der Geschwindigkeit im allgemeinen. In einem und demselben Querprofile ist die Geschwindigkeit an verschiedenen Stellen verschieden, vergl. § 12. Der Widerstand, den das fließende Wasser am Bett erfährt, sowie der Zusammenhang und die Zähflüssigkeit (Viscosität) der Wasserteilchen untereinander, bewirken, daß die dem Bette näher gelegenen Wasserfäden in ihrer Bewegung mehr verzögert werden und daher eine geringere Geschwindigkeit haben, als die entfernteren. Infolge dessen ist:

- a. die Geschwindigkeit an der Sohle am kleinsten und nimmt gegen die Oberfläche zu;
- b. ungefähr an der tiefsten Stelle des Querprofils ist die Oberflächengeschwindigkeit am größten; sie nimmt gegen die beiden Ufer zu ab, sodaß sie an letzteren am kleinsten ist.

Nach dem Gesetze der Zu- und Abnahme der Geschwindigkeit ist vielfach auf dem Wege des Versuches geforscht worden.

In natürlichen Wasserläufen wechseln aber die Geschwindigkeiten auch an ein und derselben Stelle eines Querprofils selbst bei gleichbleibendem Wasserstande und zwar infolge der verschiedenartigen Einflüsse, welche sich beim Abfluß des Wassers geltend machen. An und für sich ist diese sogenannte pulsierende Bewegung des Wassers seit langer Zeit bekannt; nähere Untersuchungen über dieselbe sind aber erst in neuerer Zeit und zwar von Harlacher angestellt, siehe die Besprechung des von Harlacher konstruierten hydrometrischen Flügels in § 21, S. 155. Die pulsierende Bewegung (vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 90) ist noch nicht genügend aufgeklärt, sie läßt sich indessen im allgemeinen durch die Unregelmäßigkeit der Flußbetten, durch die Widerstände derselben und durch die verschiedene Reibung, welche die einzelnen unter-, über-

und nebeneinander abfließenden Wasserfäden zu überwinden haben, erklären. Die Unregelmäßigkeit des Bettes zunächst bewirkt, daß die Wasserfäden zum Teil in verschiedenen Richtungen abfließen, hierbei vielfach zusammenstoßen und Wirbel bilden, welche den regelmäßigen Abfluß des Wassers daselbst behindern. Noch mehr ist dies der Fall infolge der Widerstände des Bettes, namentlich infolge der auf der Sohle abgelagerten Sinkstoffe, welche je nach Gestaltung der Ablagerung Stau, daher verstärkten Angriff auf die Sohle erzeugen. Hierdurch wird die Ablagerung zur Änderung ihres Ortes veranlaßt und in dem Grade, in welchem hierbei eine mehr oder weniger wirk- same Umgestaltung des Bettes eintritt, ändert sich auch die Geschwindigkeit des Wassers daselbst. Bei der Unregelmäßigkeit der Wasserbewegung unterliegt endlich auch die Reibung der einzelnen Wasserfäden häufigem Wechsel. Infolge aller dieser Einflüsse tritt sonach in einem und demselben Punkte eines Querprofils bald eine gröfsere, bald eine geringere Behinderung des Abflusses der einzelnen Wasserfäden, also ein Wechsel der Geschwindigkeit ein, indem die Behinderung Stau, und dieser Verringerung der Ge- schwindigkeit und zwar so lange erzeugt, bis Druckvermehrung das Hindernis über- windet und nunmehr den Abfluß der gestauten Wasserteilchen unter Verstärkung der Geschwindigkeit veranlaßt. Auch die Wellenbildungen in gröfsere Wasserläufen und die wechselnden Seitenströmungen, namentlich diejenigen an konkaven Ufern, mögen zur Ent- wicklung der pulsierenden Bewegung beitragen.

Die Wassermenge Q , welche durch ein bestimmtes Querprofil in einer Sekunde fließt, läßt sich annäherungsweise aus den einzelnen Flächenelementen $f' f'' f''' \dots$ dieses Profils und den zugehörigen partiellen Geschwindigkeiten $v' v'' v''' \dots$ berechnen, denn es ist

$$Q = f' v' + f'' v'' + f''' v''' + \dots = \Sigma (fv) \dots \dots \dots 71.$$

Da $f' = b' t'$, $f'' = b'' t''$, $f''' = b''' t''' \dots$ ist auch

$$Q = b' t' v' + b'' t'' v'' + b''' t''' v''' + \dots = \Sigma (btv) \dots \dots \dots 72.$$

Bei genaueren Ermittlungen ist indessen zu berücksichtigen, daß die Bewegungs- richtungen der Wasserfäden vielfach nicht normal zur Ebene des Querprofils liegen, daß also die normalen Komponenten der Geschwindigkeiten in die Rechnung einzuführen sind.

Bezeichnet df ein Flächenelement des Querprofils, v_n die zum Querprofile normale Komponente der Geschwindigkeit der durch df fließenden Wasserteilchen, so wird in der Zeiteinheit durch das Flächenelement df fließen die Wassermenge

$$dQ = v_n df$$

und man erhält somit für die ganze durch den Querschnitt fließende Wassermenge den Ausdruck

$$Q = \int v_n df,$$

wobei das Integral über den ganzen Querschnitt ausgedehnt werden muß.

2. Mittlere Geschwindigkeit im benetzten Querprofil. Jene Geschwindig- keit v , welche sich bei Division der in der Zeiteinheit durch ein Querprofil abfließenden Wassermenge Q mit dem Flächeninhalte F desselben ergibt, heißt mittlere Geschwindig- keit. Es ist sonach $v = \frac{Q}{F}$ oder, da nach obigem $Q = \int v_n df$,

$$v = \frac{\int v_n df}{F} \dots \dots \dots 73.$$

und $Q = Fv \dots \dots \dots 74.$

Aus den Gleichungen 63 und 65 folgt

$$v = \frac{Q}{b t_m} = \frac{Q}{p R}, \dots \dots \dots 75.$$

ferner aus Gleichung 66 für größere Ströme

$$v = \frac{Q}{bR}, \dots \dots \dots 76.$$

weiter aus Gleichung 71

$$v = \frac{f'v' + f''v'' + f'''v''' + \dots}{f' + f'' + f''' + \dots} = \frac{\Sigma(fv)}{\Sigma f}, \dots \dots \dots 77.$$

endlich aus Gleichung 72

$$v = \frac{b't'v' + b''t''v'' + b'''t'''v''' + \dots}{b't' + b''t'' + b'''t''' + \dots} = \frac{\Sigma(bt v)}{\Sigma(bt)}, \dots \dots \dots 78.$$

Zur Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit im Querprofil giebt Rapp (vergl. Rapp. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883), wenn das gemessene Querprofil in ein Rechteck von gleichem Flächeninhalt unter Beibehaltung der oberen Breite verwandelt wird, die Formel

$$v = \frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1} c \dots \dots \dots 79.$$

an, ohne dieselbe indessen theoretisch näher zu begründen. Hierin bezeichnet *c* die größte Geschwindigkeit im Querprofil, die aus der Formel

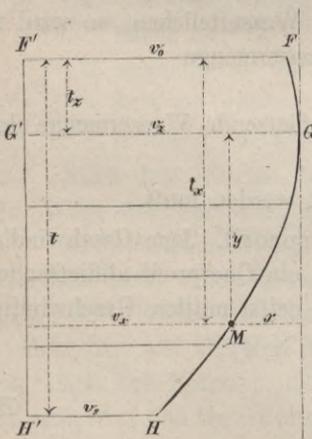
$$c = 23 \sqrt[36]{b^4 t^{17} g^{16}} \dots \dots \dots 80.$$

zu ermitteln ist, wenn *b* die Breite des rechteckigen Querprofils, *t* die Tiefe desselben und *g* das relative Gefälle daselbst bezeichnen, während $\frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1}$ die Verhältniszahl der größten Geschwindigkeit im rechteckigen Querprofil zur mittleren Geschwindigkeit, *n* aber die Ordnung der Vertikal- und *m* die Ordnung der Horizontalparabel ausdrücken.

3. Verschiedenheit der Geschwindigkeit in einer Vertikalen des benetzten Querprofils. Im allgemeinen nimmt die Geschwindigkeit vom Wasserspiegel nach der Sohle zu ab, es ist jedoch nicht selten die größte Geschwindigkeit etwas unter der Oberfläche vorhanden. Dies läßt sich aus dem Widerstande, den die Luft der Bewegung des Wassers entgegengesetzt, und aus der Molekularbeschaffenheit desselben, welche am Wasserspiegel eine andere ist, als unter demselben, erklären.

Humphreys und Abbot⁹⁸⁾ versuchten nachzuweisen, daß das Wasser an der Oberfläche einer ebenso starken Reibung ausgesetzt sei, als am benetzten Umfange. Dieser Annahme kann jedoch nicht zugestimmt werden. — Auch Bazin stellte über den Umstand, daß die größte Geschwindigkeit oft unter dem Wasserspiegel zu finden ist, sehr sorgfältige Untersuchungen an, nahm jedoch keinen Einfluß der Luft auf die Bewegung des Wassers wahr.

Fig. 54.



Trägt man die in verschiedenen Tiefen einer Vertikalen *F' H'* (Fig. 54) gemessenen Geschwindigkeiten als Ordinaten auf, so läßt sich durch die Endpunkte derselben oder nahe an denselben vorbei eine Kurve *F G H* legen, welche man die Vertikalgeschwindigkeitskurve nennt. Die Form derselben ist vielfach untersucht worden.

Indem wir von einer eingehenden Mitteilung über den Versuch Grashof's (vergl. dessen: Theoretische Maschinenlehre, 1. Band, Leipzig 1875, S. 705), die allgemeinen Gesetze der strömenden Bewegung längs gegebener Bahnen auf den vorliegenden Fall anzuwenden, absehen, betrachten wir die hier einschlägigen empirischen Gesetze.

Annähernd läßt sich nach Weisbach die Vertikalgeschwindigkeitskurve durch eine Gerade ersetzen, d. h.

⁹⁸⁾ Im Jahre 1850 beauftragte die nordamerikanische Regierung eine aus zahlreichem Personal bestehende Kommission mit Kapitän A. A. Humphreys und Lieutenant L. H. Abbot an der Spitze, über die Abdämmung des unteren Mississippi die nötigen Untersuchungen vorzunehmen und Vorschläge zu entwerfen. Der Mississippi

annehmen, daß die Geschwindigkeit der Tiefe proportional abnimmt. Bezeichnet t die gesamte Wassertiefe in der fraglichen Vertikalen, v_0 die Oberflächengeschwindigkeit, so ist annähernd in einer beliebigen Tiefe t_x die Geschwindigkeit

$$v_x = \left(1 - 0,17 \frac{t_x}{t}\right) v_0 \dots \dots \dots 81.$$

Am La Plata, am Paraná de las Palmas, namentlich aber am Paraná bei Rosario wurde (1870) durch Messungen die Abnahme der Geschwindigkeit nach einer Geraden ermittelt. (Vergl. Revy, J. J. *Hydraulics of Great Rivers. The Paraná, the Uruguay, and the La Plata Estuary.* London 1874. — Auszüge daraus in: *Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing.* 1875, S. 129 und *Notizbl. d. techn. Ver. zu Riga* 1874, S. 23).

Zur Zeit wird meist angenommen, daß die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve eine Parabel sei, und zwar entweder eine Parabel mit horizontaler Axe (genau genommen mit einer parallel zum Wasserspiegel liegenden Axe), deren Scheitel in der Tiefe der größten Geschwindigkeit — also entweder im Wasserspiegel oder etwas darunter — liegt, oder aber eine Parabel mit vertikaler Axe und in der Flußsohle belegenem Scheitel. Es scheint, daß Defontaine der erste war, welcher die Parabel mit horizontaler Axe aus seinen Geschwindigkeitsmessungen ableitete.

Daß die Geschwindigkeit des Wassers an der Oberfläche größer ist, als an der Sohle, war zur Zeit der italienischen Hydrauliker Toricelli, Guglielmini u. s. w. noch nicht bekannt. Nach welchem Gesetze diese Abnahme stattfindet, war noch lange nachher nicht mit der nötigen Sicherheit ermittelt. — Lecchi nahm an, daß die Geschwindigkeiten den Ordinaten einer Parabel gleich seien, deren Axe normal auf der Sohle steht und deren Scheitel in einer gewissen Höhe über dem Wasserspiegel liegt. — Ganz ähnlicher Ansicht war Guglielmini; nur verlegte er den Parabelscheitel in den Wasserspiegel. — Pitot fand, daß dicht unter der Oberfläche die Geschwindigkeit am größten sei. — Woltman war der Meinung, daß die Geschwindigkeitskurve in einer Vertikalebene eine vertikale Parabel sei, deren Scheitel in jener Tiefe liege, wo die Strömung ganz aufhört. — D'Aubuisson behauptet, daß die Geschwindigkeit mit der Tiefe allmählich, und zwar anfangs unmerklich, später mehr und mehr, in der Nähe der Sohle aber so rasch abnehme, daß sie hier nur noch etwas mehr als die Hälfte der Oberflächengeschwindigkeit betrage. — Darcy erhielt mit einer Parabel von der Form $x = ay^{2/3}$ die beste Übereinstimmung mit den Messungsresultaten. — Auch Hennoque, Baumgarten, Boileau u. s. w. haben eine Vertikalgeschwindigkeits-Parabel angenommen.

Dupuit hat es in seinem „*Etude théorique et pratique sur le mouvement des eaux courantes*“ (2. Aufl. Paris 1865, S. 18) versucht, auf theoretischem Wege durch Betrachtung der Bewegung überfließender Wasserschichten in einem Strom von unendlicher Breite nachzuweisen, daß die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven Parabeln vom n -ten Grade seien, wobei die Parabelaxe im Wasserspiegel angenommen wurde. Hauptsächlich haben jedoch zur Klärung der Sache experimentelle Untersuchungen, vor allem die von Humphreys und Abbot am Mississippi, sowie die von Hydrotekten Deutschlands, Hollands und der Schweiz in verschiedenartigen Wasserläufen vorgenommenen Messungen beigetragen.

Die Vertikalgeschwindigkeits-Parabel mit horizontaler Axe, welche gegenwärtig von vielen Ingenieuren angenommen ist, hat die Form

$$y^2 = P_2 x,$$

wenn die x -Axe (Fig. 54) in der Tiefe t_z der größten Geschwindigkeit v_z liegt, also mit der Parabelaxe GG' zusammenfällt, und die y -Axe durch den Parabelscheitel geführt ist. Die Koordinaten für einen beliebigen Punkt M in der Tiefe t_x unter dem Wasserspiegel, in welchem die Geschwindigkeit v_x zu finden ist, sind alsdann x, y ; P_2 sei der Parabelparameter.

Nun ist $x = v_z - v_x$ und $y = \pm t_x \mp t_z$, wobei das obere Vorzeichen für $t_x > t_z$, das untere für $t_x < t_z$ gilt. Hieraus eriebt sich als Gleichung der Parabel

$$(\pm t_x \mp t_z)^2 = P_2 (v_z - v_x) \quad \text{oder} \quad v_x = v_z - \frac{1}{P_2} (\pm t_x \mp t_z)^2 \dots \dots \dots 82.$$

hat eine mittlere Breite von 1000 bis 1500 m und eine Maximaltiefe von 45 m. Unterhalb der Ohio-Einmündung beträgt der Unterschied des höchsten und niedrigsten Wasserstandes 15 m und die maximale Abflussmenge etwa 33000 cbm i. d. Sekunde. — Während 10 Jahren arbeitete die Kommission. Das nächste Resultat war das von der nordamerikanischen Regierung in den Druck gegebene reichhaltige Werk: *Report upon the Physics and Hydraulics of the Mississippi-River etc.* by A. A. Humphreys und H. L. Abbot. Philadelphia 1861.

Kommt die größte Geschwindigkeit im Wasserspiegel vor, so ist

$$t_x^2 = P_2 (v_x - v_x) \quad \text{oder} \quad v_x = v_x - \frac{t_x^2}{P_2}.$$

Was die Tiefenlage der Parabelaxe betrifft, so wollten Humphreys und Abbot als Ergebnis von 222 Beobachtungsreihen gefunden haben, daß die größte Geschwindigkeit stets in 0,317 *t*, also in nahezu 0,3 der gesamten Wassertiefe unter der Oberfläche zu finden ist. Grebenau prüfte dieses Ergebnis an den Messungen von Zandrini, Lecchi, Lorgna, Ximenes und Brünings, sowie durch selbst ausgeführte Messungen am Rhein und fand es bestätigt. Indessen haben neuere Beobachtungen gezeigt, daß für minder tiefe Flüsse und für solche, deren Bett eine andere Beschaffenheit besitzt, dasselbe nicht zutrifft.

Auch über die absolute Größe des Parameters der Vertikalparabeln sind Untersuchungen angestellt worden. Nach Humphreys und Abbot ist der Parameter unmittelbar proportional der Wassertiefe und umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus der mittleren Profilgeschwindigkeit. Die allgemeine Gültigkeit dieses Satzes ist noch nicht erwiesen.

Der Parameter läßt sich übrigens aus der Oberflächengeschwindigkeit *v*₀, aus der größten Geschwindigkeit *v*_{*x*} und aus der Tiefe *t*_{*x*} berechnen, in welcher die letztere vorkommt. Für den Punkt *F'* (Fig. 54) der Vertikalparabel ist nämlich die Abscisse *v*_{*x*} - *v*₀ und die Ordinate *t*_{*x*}, sonach der Parameter

$$P_2 = \frac{t_x^2}{v_x - v_0} \quad \dots \dots \dots 83.$$

Die Gleichung 82 der Vertikalgeschwindigkeits-Parabel kann hiernach auch geschrieben werden:

$$v_x = v_x - \frac{v_x - v_0}{t_x^2} (\pm t_x \mp t_x)^2 \quad \dots \dots \dots 84.$$

Humphreys und Abbot fanden aus ihren Beobachtungen

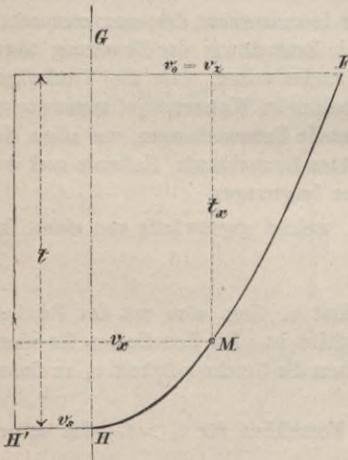
$$v_x = v_x - \sqrt{0,1856 v} \left(\frac{\pm t_x \mp t_x}{t} \right)^2, \quad \dots \dots \dots 85.$$

da jedoch der Zahlenkoeffizient unter dem Wurzelzeichen nur für große Ströme gilt und unbedingt veränderlich sein muß, so setzt man besser allgemein

$$v_x = v_x - \sqrt{m} v \left(\frac{\pm t_x \mp t_x}{t} \right)^2 \quad \dots \dots \dots 86.$$

Die Werte von *m* werden noch angegeben werden (vergl. § 29).

Fig. 55.



Nach Hagen's⁹⁹⁾ Untersuchungen ist als Vertikalgeschwindigkeits-Kurve *FH* (Fig. 55) eine Parabel anzunehmen, deren Scheitel *H* in der Flußsohle liegt, sodafs die Parabelaxe *GH* vertikal steht. Ist der Parameter dieser Vertikalparabel *P*₃, so ist deren Gleichung, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen:

$$v_x = v_x + \sqrt{P_3} (t - t_x), \quad \dots \dots \dots 87.$$

Die größte Geschwindigkeit würde hiernach stets im Wasserspiegel liegen. Der Parameter ergibt sich bei zwei in beliebigen Tiefen *t*'_{*x*} und *t*''_{*x*} gemessenen Geschwindigkeiten *v*'_{*x*} und *v*'_{*x*}' aus der Formel

$$P_3 = \left(\frac{v'_x - v''_x}{\sqrt{t - t'_x} - \sqrt{t - t''_x}} \right)^2 \quad \dots \dots \dots 88.$$

Daß die Oberflächengeschwindigkeit häufig kleiner sei, als die unter dem Wasserspiegel gelegene größte Geschwindigkeit stellt Hagen in Abrede, versucht vielmehr nachzuweisen, daß eine Verzögerung der obersten Wasserfäden im freien Strome nicht stattfindet, sondern nur die Folge der Stauung sei, welche das vor Anker liegende Boot, von dem aus die Geschwindigkeitsmessung vorgenommen wird, erzeugt. Dagegen ist zu bemerken, daß bei Geschwindigkeitsmessungen, zu deren Ausführung kein Boot benutzt wurde, die größte Geschwindigkeit gleichfalls unter dem Wasserspiegel gefunden worden ist.

⁹⁹⁾ Hagen, G. Über die Bewegung des Wassers in Strömen. Berlin 1869. — Über das von Hagen aufgestellte Gesetz, nach welchem die Geschwindigkeit des strömenden Wassers mit der Entfernung vom Boden sich vergrößert. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 476.

Für die Vertikalgeschwindigkeits-Parabel mit vertikaler Axe sind auch noch andere Hydrotekten¹⁰⁰⁾ eingetreten, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil eine so gestaltete Geschwindigkeitskurve die Geschwindigkeitsverhältnisse in der Nähe der Sohle zutreffender darstellt, als die Parabel mit horizontaler Axe.

Göcker und Junker nehmen an, daß die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aus zwei Parabeln zusammengesetzt ist. Näheres hierüber: Wochenbl. d. Arch.-Ver. zu Berlin 1867, S. 400. Auch in der in Anm. 100 genannten Abhandlung wird darauf hingewiesen, daß die Luft einen ähnlichen Einfluß, wie die Sohle des Bettes ausüben, sonach eine Verzögerung der Geschwindigkeit an der Oberfläche veranlassen und eine, vom Widerstand an der Sohle unabhängige, besondere Parabel mit vertikaler Axe und dem Scheitelpunkt im Wasserspiegel erzeugen kann, sodaß sich die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aus zwei Parabeln zusammensetzen würde, welche sich in einem Punkte unter dem Wasserspiegel vereinigen.

Bazin fand aus seinen Untersuchungen, daß die Unterschiede zwischen der Oberflächengeschwindigkeit v_0 und der Geschwindigkeit v_x in einer beliebigen Tiefe t_x dem Quadrate der letzteren proportional ist. Er setzte:

$$v_x = v_0 - c \sqrt{R J} \left(\frac{t_x}{t} \right)^2, \dots \dots \dots 89.$$

worin J das Gefälle und c einen Erfahrungskoeffizienten bezeichnet, von welchem noch die Rede sein wird. Da jedoch die fraglichen Untersuchungen nur an kleinen Kanälen angestellt wurden, so läßt sich obiger Ausdruck nur in Fällen anwenden, wo die größte Geschwindigkeit nahe an der Oberfläche vorkommt.

Das Ergebnis der bislang über die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve angestellten Untersuchungen und namentlich der neueren Messungen von Harlacher und v. Wagner¹⁰¹⁾ ist, daß zwar in vielen Fällen der größere Teil jener Kurve durch eine Parabel — sei es durch eine solche mit horizontaler oder durch eine solche mit vertikaler Axe — ersetzt werden kann, daß aber Abweichungen der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve von der Parabelform nicht selten vorkommen, und daß namentlich in der Höhe der Sohle natürlicher Wasserläufe und in der Höhe des Wasserspiegels derartige Abweichungen sehr gewöhnlich sind. Letztere erklären sich teils durch den Einfluß des Windes, welcher während der Messungen nach verschiedenen Richtungen hin wirken kann, teils aber auch durch den häufiger Änderung unterliegenden Luftdruck, welcher bald mehr, bald weniger eine Verzögerung des Wasserabflusses insbesondere an der Oberfläche zur Folge haben kann. Mit Hilfe der im obigen entwickelten Formeln lassen sich deshalb in der Regel nur Näherungswerte gewinnen.

In welcher Weise sich die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven auf Grund ausgeführter Messungen gestalten, ist in 32 Vertikalen der Elbe bei Altengamm aus T. VII zu erschen, wobei indessen zu berücksichtigen bleibt, daß Messungen unmittelbar am Wasserspiegel und an der Sohle mit hydrometrischen Flügeln nicht ausführbar sind. Meist liegt zwar in diesen Vertikalen die größte Geschwindigkeit in den obersten Messungspunkten an der Oberfläche, nicht selten aber auch in größerer Tiefe, während ähnlich die geringste Geschwindigkeit nahe an der Sohle bisweilen jedoch auch in verschiedenen Höhen über derselben angetroffen wurde. Auch die parabolische Gestaltung der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve macht sich im allgemeinen als Regel geltend, doch fehlt es auch nicht an Ausnahmen.

In 130 Vertikalen der Memel fand der Verfasser (vergl. Anmerkung 100) die größte Geschwindigkeit 80 mal in den obersten, 10 cm unter der Oberfläche belegenen Messungspunkten, 5 mal gleichzeitig dort und 50 cm tiefer, 35 mal 50 cm unter und 10 mal 1 m unter der Oberfläche, dagegen die geringste Geschwindigkeit 125 mal in den tiefsten Messungspunkten und nur 5 mal 30 bis 50 cm über denselben.

¹⁰⁰⁾ Schlichting. Die Sohlengeschwindigkeit und die Geschwindigkeitsskale der Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 75.

¹⁰¹⁾ Harlacher. Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers. Leipzig 1881 und v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1881. Im vierten Abschnitt des letztgenannten Werkes sind die Geschwindigkeitsverhältnisse, die Form der Vertikalcurven u. s. w. eingehend behandelt.

4. Mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen des benetzten Querprofils. Die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve giebt das Mittel an die Hand, die mittlere Geschwindigkeit v_m in einer Vertikalen zu bestimmen. Nimmt man für jene Kurve eine Vertikalparabel an, so muß die mittlere Geschwindigkeit gleich sein der von jener Parabel eingeschlossenen Fläche, dividiert durch die Wassertiefe, also nach Fig. 54

$$v_m = \frac{1}{3} \left(2 v_x + v_s + \frac{t_x}{t} (v_0 - v_s) \right), \dots \dots \dots 90.$$

wobei vorausgesetzt ist, daß die Geschwindigkeitskurve sich aus zwei Parabeln mit horizontaler Axe und demselben Scheitelpunkt zusammensetzt. Liegt die größte Geschwindigkeit an der Oberfläche, so wird

$$v_m = \frac{1}{3} (2 v_0 + v_s) \dots \dots \dots 91.$$

Für $v_s = 0$ ist Für $v_s = 0$ und $v_x = v_0$ ist

$$v_m = \frac{1}{3} \left(2 v_x + \frac{t_x v_0}{t} \right). \qquad \qquad \qquad v_m = \frac{2}{3} v_0.$$

Aus Gleichung 86 läßt sich auch jedesmal die größte mittlere Geschwindigkeit v_m eines Querprofils finden, wenn man die fragliche Vertikalebene durch die Stromrinne legt und alsdann die betreffenden Werte für v_0, v_s, v_x, t_x und t einführt.

In gleicher Weise ergibt sich für die Hagen'sche Vertikalgeschwindigkeits-Parabel Fig. 55

$$v_m = \frac{1}{3} (2 v_0 + v_s),$$

welcher Ausdruck selbstredend mit Gleichung 91 übereinstimmen muß.

Am einfachsten findet man v_m mit Hilfe des Planimeters. Man umfährt damit die von der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve eingeschlossene Fläche und dividiert sie durch t .

Verschiedene Hydrauliker haben empirische Formeln für das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen zur größten (Oberflächen-) Geschwindigkeit aufgestellt. Hagen nimmt an, daß unter gewöhnlichen Umständen die mittlere Geschwindigkeit etwa $\frac{6}{7}$ der Oberflächengeschwindigkeit beträgt.

Nimmt man die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve als Gerade an und benutzt man die Gleichung 79, so ist danach die Sohlengeschwindigkeit $v_s = (1 - 0,17) v_0 = 0,83 v_0$, vergl. auch § 13 dieses Kapitels. Demnach die mittlere Geschwindigkeit

$$v_m = \frac{v_0 + v_s}{2} \quad \text{oder} \quad v_m = 0,915 v_0 \dots \dots \dots 92.$$

Prony setzt
$$v_m = \frac{v_0 + 2,372}{v_0 + 3,153} v_0 \dots \dots \dots 93.$$

Baumgarten fand, daß diese Formel bei Geschwindigkeiten von über 1,5 m zu große Werte giebt, und empfiehlt für solche Fälle

$$v_m = 0,8 \frac{v_0 + 2,372}{v_0 + 3,153} v_0 \dots \dots \dots 94.$$

Von Lahmeyer wurde angegeben:

$$\left. \begin{aligned} v_m &= 0,937 v_0 - 0,0252 v_0^2; \quad v_s = (0,8617 - 0,0469 t) v_0; \\ v_x &= [t - (0,1383 + 0,0469 t) t_x] \frac{v_m}{t}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 95.$$

Ferner benutzt man vielfach den Ausdruck

$$v_m = \frac{1 + 0,2676 \sqrt{t}}{2 + 0,4014 \sqrt{t}} v_0 \dots \dots \dots 96.$$

Humphreys und Abbot fanden, daß in einer Vertikalen ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen v_m und v_0 nicht bestehe. Vielmehr sei das Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit in der halben Tiefe und der mittleren Geschwindigkeit gleichbleibend, und zwar betrage die letztere das 0,34- bis 0,98-fache der ersteren.

Rapp giebt in seinem Werke (vergl. S. 184) ebenfalls Formeln für die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve, sowie für die mittlere, Oberflächen- und größte Geschwindigkeit im Querprofil, die auf Grund

von Beobachtungen in den verschiedensten Wasserläufen empirisch auf dem Wege der Versuche ermittelt wurden, ohne die Methode der Ermittlung der Formeln erkennen zu lassen. Beispielsweise ist danach die größte Geschwindigkeit v_{max} im rechteckigen Querprofil

$$v_{max} = 23 \sqrt[9]{b^{36} t^{17} J^9},$$

oder
$$v_{max} = 23 \sqrt[9]{b^4 t^{17} J^{36}} \dots \dots \dots 97.$$

Alle solche empirischen Ausdrücke können keinen Anspruch auf allgemeine Giltigkeit haben, weil der Widerstand am benetzten Umfang ein verschiedener ist, und von diesem das Verhältnis $\frac{v_m}{v_0}$ abhängig sein muß.

Ebenso war man vielfach bemüht, diejenige Tiefe t_m in einer Vertikalen zu bestimmen, in welcher die mittlere Geschwindigkeit v_m zu finden ist.

Humphreys und Abbot fanden, daß v_m in 0,66 der gesamten Wassertiefe, vom Wasserspiegel aus gerechnet, vorkommt, also

$$\frac{t_m}{t} = 0,66 \dots \dots \dots 98.$$

Hagen entnimmt dagegen seiner Geschwindigkeits-Parabel

$$\frac{t_m}{t} = 0,5555 \left(= \frac{5}{9} \right) \dots \dots \dots 99.$$

Bei Annahme einer Geschwindigkeits-Parabel mit horizontaler Axe wird

$$\frac{t_m}{t} = \sqrt[3]{\frac{1}{3}} = 0,5773 \dots \dots \dots 100.$$

Auch Heinemann gelangt in seiner „Rationaltheorie der Bewegung des Wassers“ (Hagen 1872) zu dem Verhältnis

$$\frac{t_m}{t} = 0,577 \dots \dots \dots 101.$$

Allein auch hier läßt sich ein gleichbleibendes Verhältnis schon deshalb nicht auffinden, weil die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven an derselben Stelle eines Stromprofils bei verschiedenen Wasserständen einander unähnlich sind.

5. Verschiedenheit der Geschwindigkeit in einer Horizontalen des benetzten Querprofils. Wenn man ein Querprofil in sehr schmale Horizontalstreifen zerlegt und für irgend einen derselben sich die Geschwindigkeit als Ordinaten aufgetragen denkt, so ergibt sich durch die Endpunkte der letzteren eine Kurve, welche bei regelmäsigem Profil gleichfalls durch eine Parabel, deren Scheitel in der Stromrinne liegt, ersetzt werden kann.

Dies wurde durch die Messungen von Humphreys und Abbot für den Mississippi nachgewiesen. Abweichungen treten jedoch infolge der Unregelmäßigkeiten des Profils und der Materialbewegung sehr häufig auf.

Bei unregelmäßigen Profilen ist auch jene Kurve unregelmäßig. Zahlreiche Messungen am Rhein haben gezeigt, daß die Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurve bei kleinen und mittleren Wasserständen immer mit der Form des Querprofils Ähnlichkeit hat (Fig. 56).

Grebenaus stellt den Satz auf: An Kies führenden Strömen ist die Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurve an einer beliebigen Stelle des Querprofils unter sonst gleichen Umständen eine Funktion der zugehörigen Wassertiefe. Oder einfacher: Die örtliche Wassertiefe bedingt die Größe der Oberflächengeschwindigkeit.

Fig. 56.
Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurven des Rheins bei Germersheim.

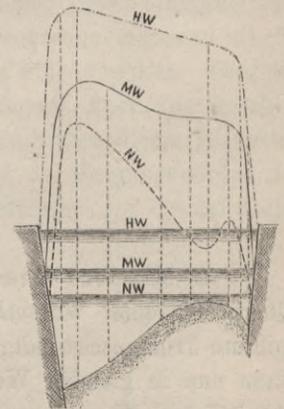
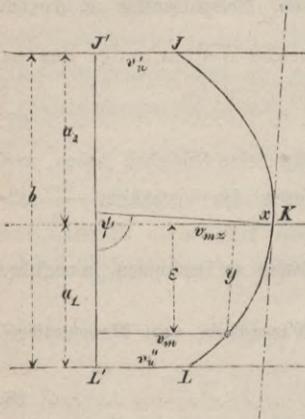


Fig. 57.



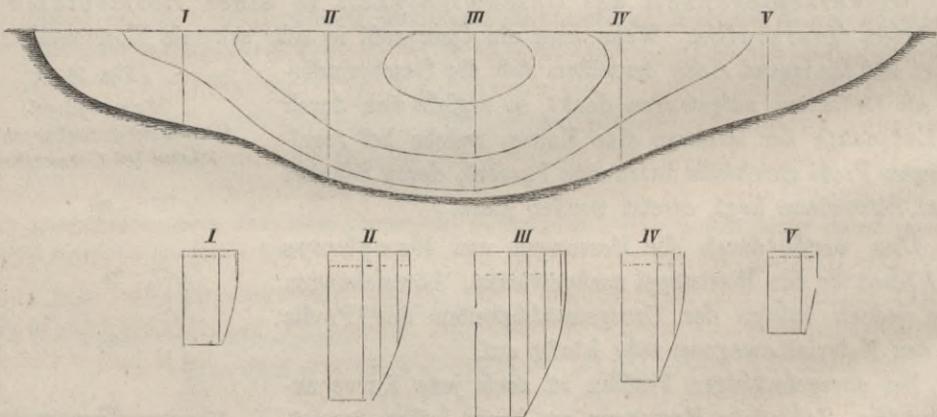
Ermittelt man in der unter 4. angegebenen Weise für die verschiedenen Vertikalen eines regelmässigen Querprofils die mittlere Geschwindigkeit v_m , und trägt man diese von der Wasserspiegelinie $J' L'$ (Fig. 57) aus an den betreffenden Stellen als Ordinaten auf, so läßt sich durch die Endpunkte derselben gleichfalls annähernd eine Parabel $J K L$ — die sogenannte mittlere Horizontalgeschwindigkeits-Parabel — legen.

Die an der Saale und Unstrut vorgenommenen Messungen berechtigen zu der Annahme, dafs daselbst die Axe dieser Parabel nicht normal zu dem betreffenden Flufsprofile steht, sondern der betreffende Winkel ψ etwas kleiner als 90 Grad ist. Die Differenz ist indessen eine sehr geringe und auch für andere Flüsse noch nicht erwiesen. Man kann deshalb für die gewöhnlichen Fälle genau genug $\psi = 90$ Grad annehmen. Bezeichnet nun v_{mz} die mittlere Geschwindigkeit im Anfangspunkt der Parabel, v_m die mittlere Geschwindigkeit für einen beliebigen Punkt $x y$ im Abstände ε von der Stromrinne, endlich P_4 den Parameter, so ist die Gleichung der mittleren Horizontalgeschwindigkeits-Parabel

$$\varepsilon^2 = P_4 (v_{mz} - v_m) \dots \dots \dots 102.$$

6. Isotachen. Die Verschiedenheit der Geschwindigkeit an den einzelnen Stellen eines Querprofils läßt sich am einfachsten in nachstehender Weise darstellen. Man trägt die in den einzelnen Vertikalen *I, II, III, IV, V* (Fig. 58) des Profils gemessenen Geschwindigkeiten als Ordinaten auf und konstruiert die verschiedenen Vertikalgeschwindigkeits-Kurven. Zieht man nun in jeder Figur, gleichen Geschwindigkeitsunterschieden entsprechend, vertikale Gerade, so ergeben sich die den zugehörigen Geschwindigkeiten entsprechenden Wassertiefen, welche man in das Querprofil übertragen kann. Die auf diese Weise erhaltenen Punkte lassen sich durch stetig gekrümmte Linien miteinander verbinden, wodurch man Kurven gleicher Geschwindigkeit erhält. Für dieselben empfiehlt sich die Bezeichnung Isotachen.

Fig. 58. Isotachen.



7. Mittlere Geschwindigkeit in einer Wasserlaufstrecke. Da sich die Querprofile einer Wasserlaufstrecke meistens ununterbrochen ändern, so ist auch die mittlere Profilgeschwindigkeit in der Regel fortwährenden Änderungen unterworfen. Man kann nun in gleicher Weise, wie man vom Durchschnittsprofil F_d und von der durchschnittlichen Wassermenge Q_d einer Wasserlaufstrecke spricht, auch deren durchschnittliche mittlere Geschwindigkeit v_d ermitteln.

Verschiedene Hydrotekten waren bemüht, das Verhältnis zwischen der mittleren Geschwindigkeit v und der grössten Oberflächengeschwindigkeit einer Strecke v_{0z} festzustellen.

So setzte z. B. Lahmeyer

$$v = 0,75 v_{0z} \dots \dots \dots 103.$$

Bazin fand, dafs das Verhältniß $\frac{v_{0z}}{v}$ mit der Zunahme des Widerstandes des benetzten Umfangs abnimmt, seine Gleichung erhielt deshalb die Form

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + 14 \sqrt{\frac{RJ}{v^2}},$$

woraus

$$v = v_{0z} - 14 \sqrt{RJ} \dots \dots \dots 104.$$

Dasselbe, was schon auf S. 189 betreffs Aufstellung eines Ausdrucks für das Verhältniß $\frac{v_m}{v_0}$ gesagt wurde, hat auch hier seine Gültigkeit. Ein für alle Fälle gleichbleibendes Verhältniß $\frac{v_{0z}}{v}$ giebt es nicht. Indessen kann die Gleichung 104 für kleinere Wasserläufe und in Fällen, wo es sich um keine sehr genaue Wassermessung handelt, ohne weiteres Anwendung finden. Sie liefert alsdann schon hinreichende Ergebnisse und gestattet eine sehr bequeme Handhabung, da man die Gröfsen R , J und v_{0z} (die letzteren mittels des Oberflächenschwimmers) leicht ermitteln kann.

§ 27. Theorie der Bewegung des Wassers. Die Hauptaufgabe der Theorie der Bewegung des Wassers besteht darin, die Beziehungen zwischen den Abmessungen des Querprofils eines Wasserlaufs, dem Gefälle desselben und der mittleren Profilagegeschwindigkeit aufzustellen. Man wird hierdurch in den Stand gesetzt: a. bei gegebenem Profil und Gefälle die Wassermenge zu berechnen, b. aus der Wassermenge und dem Gefälle das Profil zu bestimmen, c. aus dem Profil, sowie aus der mittleren hydraulischen Tiefe und der Geschwindigkeit das Gefälle zu finden u. s. w.

Wenn in einem Wasserlaufe in gleichen Zeiten auch gleiche Wassermengen durchfließen, wenn sonach das Produkt $Q = Fv$ auf die ganze Länge desselben eine unveränderliche Gröfse ist, so ist er im Beharrungszustande. Hieraus folgt das einfache Gesetz: Ist ein Wasserlauf im Beharrungszustande, so verhalten sich die mittleren Geschwindigkeiten zweier Querprofile umgekehrt wie ihre Flächeninhalte. In den nachstehenden Untersuchungen soll immer der Beharrungszustand oder die stete Bewegung vorausgesetzt werden.

Das Wasser bewegt sich in einem Wasserlaufe nach den Gesetzen der Schwere und des freien Falles. Es müfste mit immer mehr beschleunigter Geschwindigkeit abfließen, wenn nicht durch den Bewegungswiderstand eine Verzögerung eintreten würde.

Die Wirkung der Schwerkraft ist im vorliegenden Falle eine doppelte. Dieselbe bewirkt einerseits eine Beschleunigung der oberen Wasserelemente über den darunter befindlichen, andererseits einen Unterschied des Druckes an den Enden dieser Elemente.

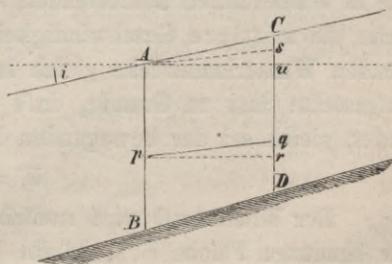
Es seien AB und CD (Fig. 59) zwei Querprofile, i sei der Neigungswinkel des Wasserspiegels gegen den Horizont oder der Gefällswinkel. Ferner sei pq ein beliebiges Wasserelement von der Länge l und der Masse m .

Zieht man pr horizontal und ist g die Beschleunigung der Schwere, so ist $g \cdot \overline{qr}$ die Beschleunigung dieses Wasserelementes, sonach die bewegende Kraft $m \cdot g \cdot \overline{qr}$. Auferdem ist noch der Druckunterschied von \overline{Ap} und \overline{Cq} wirksam; die hierdurch hervorbrachte Wirkung läfst sich ausdrücken durch

$$m \cdot g (\overline{Cq} - \overline{Ap}) = m \cdot g \cdot \overline{Cs},$$

wenn \overline{As} parallel zu pq gezogen wird.

Fig. 59.



Die gesamte Wirkung der Schwerkraft welche die Bewegung des Wasserelementes hervorbringt, ist demnach

$$m \cdot g \cdot \overline{qr} + m \cdot g \cdot \overline{Cs} = m \cdot g (\overline{qr} + \overline{Cs}) = m \cdot g \cdot \overline{Cu}$$

oder nahezu $m g \sin i = m g J$, wenn man mit J das relative Gefälle bezeichnet.

Das Gleiche läßt sich von allen Wasserelementen zwischen den Profilen AB und CD nachweisen, sodafs sich allgemein die Wirkung der Schwerkraft zwischen diesen zwei Profilen ausdrücken läßt durch

$$T = M g J, \dots \dots \dots 105.$$

wenn M die Summe aller Molekulmassen zwischen diesen beiden Profilen bezeichnet. Führt man statt der Masse M das Gewicht G des zwischen den beiden Querprofilen AB und CD gelegenen Wasserkörpers ein, so ist auch die bewegende Kraft des Wassers

$$T = G J \dots \dots \dots 106.$$

Da das relative Gefälle J eines Wasserlaufes immer sehr klein ist, so ist es gleichgiltig, ob dafür der (im Bogenmafs ausgedrückte) Gefällswinkel (i) oder der Sinus ($\sin i$) oder die Tangente desselben ($\text{tang } i$) gesetzt wird.

Der bewegendenden Kraft entgegen wirkt die verzögernde Kraft oder der Bewegungswiderstand. Dieser setzt sich zusammen:

- a. Aus der Zähflüssigkeit der Wasserteilchen untereinander;
- b. aus dem Widerstande der atmosphärischen Luft, namentlich der Luftströmungen;
- c. aus der Adhäsion am benetzten Umfang;
- d. aus dem Widerstande, den die mitgeführten Sinkstoffe erzeugen;
- e. aus dem Widerstande, welcher aus dem Verluste an lebendiger Kraft in Krümmungen des Wasserlaufs entsteht und
- f. aus dem Widerstande, welcher aus dem Verluste an lebendiger Kraft bei Änderungen in der Breite und Tiefe des Bettes hervorgeht.

Diese Bewegungswiderstände lassen sich sehr schwer einzeln untersuchen, namentlich fehlen bei ihrer Bestimmung bis jetzt sichere Grundlagen für die Berechnung. Man muß sich zur Zeit darauf beschränken, unter Berücksichtigung derjenigen Bewegungswiderstände, welche von hervorragendem Einflusse sind, summarische Rechnungen zu veranstalten und empirische Formeln aufzustellen. Derartige Rechnungen können aber bei ihrer Anwendung auf bestimmte Fälle nur annähernd richtige Ergebnisse liefern. Die Ergebnisse sind deshalb soweit thunlich mit unmittelbaren Beobachtungen zu vergleichen und nötigenfalls zu berichtigen.

Die Bewegung des Wassers ist entweder (vergl. § 24) eine gleichartige oder eine ungleichartige.

§ 28. Theorie der gleichartigen (gleichförmigen) Bewegung. Die Bewegung des in Wasserläufen abfließenden Wassers wird schon als eine gleichartige angenommen, wenn die mittlere Geschwindigkeit in den einzelnen Querprofilen der in Betracht kommenden Wasserlaufstrecke gleich ist. Der Theorie liegt ferner der von Brahms 1753 aufgestellte Satz zu Grunde, dafs der Widerstand W , den das Wasser beim Abflufs findet, gleich sei der bewegenden Kraft oder

$$W = T \dots \dots \dots 107.$$

Der Widerstand wird zunächst vom Flußbett erzeugt und ist insoweit proportional der benetzten Fläche $p \cdot l$ auf die Länge l der Wasserlaufstrecke, hängt aber auch noch

von anderen Faktoren ab, über welche noch verschiedene Ansichten herrschen. Der Widerstand wird aber auch nahezu proportional dem Quadrate der mittleren Profilvergeschwindigkeit v angenommen, sodafs

$$W = A \cdot p \cdot l \cdot v^2, \dots \dots \dots 108.$$

wenn A einen Erfahrungswert bezeichnet, während sich nach Formel 106 die bewegende Kraft $T = G \cdot J$ ergeben hat.

Auf Grund dieser Sätze, die indessen nur annähernd zutreffen, weil in natürlichen Wasserläufen zwischen Angriff- und Widerstandskraft Gleichgewicht vielfach nicht vorhanden ist, sind zahlreiche sogenannte Geschwindigkeitsformeln aufgestellt worden, von denen die zur Zeit gebräuchlichsten nachstehend erörtert sind. Sämtliche Geschwindigkeitsformeln lassen sich auf die älteste, welche die „Grundformel“ genannt werden möge, zurückführen und unterscheiden sich nur durch den Widerstandskoeffizienten.

Ältere Geschwindigkeitsformeln.

1. Grundformel von Chézy-Eytelwein. Chézy bildete i. J. 1755 die Formel auf Grund vorstehender Sätze, während Eytelwein aus 91 Messungen von Dubuat, Brünings, Funk und Woltman den Wert des Widerstandskoeffizienten bestimmte. Danach ergab sich

$$W = T, \\ A \cdot p \cdot l \cdot v^2 = G \cdot J = F \cdot l \cdot \gamma \cdot J,$$

da $G = F \cdot l \cdot \gamma$. Hieraus ist

$$J = \frac{A \cdot p}{\gamma \cdot F} v^2.$$

Setzt man $\frac{A}{\gamma} = \zeta$ und $\frac{p}{F}$ (nach Gleichung 65, S. 180) $= \frac{1}{R}$, so ist

$$J = \zeta \cdot \frac{1}{R} \cdot v^2$$

oder

$$\sqrt{\frac{R \cdot J}{\zeta}} = v,$$

und unter Bezeichnung von $\frac{1}{\sqrt{\zeta}} = c$

$$v = c \sqrt{R \cdot J} \dots \dots \dots 109.$$

Eytelwein berechnete den Wert von $\zeta = 0,0003856$ und den Wert des Widerstandskoeffizienten $c = \frac{v}{\sqrt{R \cdot J}} = 50,9$.

Vorstehende Grundformel war sehr lange im Gebrauch und findet auch heute noch Anwendung, trotzdem der Koeffizient $c = 50,9$ keine allgemeine Giltigkeit besitzt. Zahlreiche Messungen haben ergeben, dafs der Wert von c nicht gleichbleibt, vielmehr von der Art des Wasserlaufs, namentlich von der Geschwindigkeit, der Wassertiefe, dem Gefälle und von der Art der Sinkstoffe abhängt. Das Abhängigkeitsverhältnis von der Geschwindigkeit wurde von Weisbach und Rühlmann nachgewiesen. Danach ist für

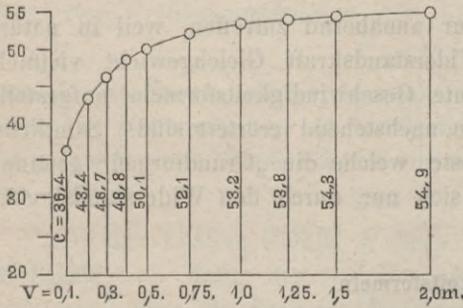
$v =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0	1,25	1,50	2,0 m
$c =$	36,4	43,4	46,7	48,8	50,1	52,1	53,2	53,8	54,3	54,9 m.

Nach Bornemann (Polyt. Centralbl. 1845, S. 308) ist

$$\zeta = 0,000313143 + \frac{0,0000414977}{\sqrt{v}} \dots \dots \dots 110.$$

In diesen, sowie in allen folgenden Fällen, wo der Koeffizient ζ bzw. c von der Geschwindigkeit v abhängig ist, muß man bei Berechnung der letzteren schon einen Näherungswert von v haben. Am einfachsten entnimmt man diesen der Chézy-Eytelwein'schen Formel $v = 50,9 \sqrt{RJ}$. Alsdann kann man ζ bzw. c bestimmen und

Fig. 60.



den gefundenen Wert in die betreffende Geschwindigkeitsformel einsetzen. Weicht der nunmehr für v gefundene Wert von dem Näherungswert wesentlich ab, so muß man eine Korrektur in der Weise vornehmen, daß man das eingeschlagene Verfahren wiederholt.

Bei graphischer Auftragung vorstehender Werte von v und c wächst c nach einer regelmäßigen Kurve (Fig. 60), doch erfolgt die Zunahme des Wertes von c bei Geschwindigkeiten von mehr als 0,75 m in viel geringerem Grade, als bei kleineren Geschwindigkeiten.

Ebenso findet man auch bei Untersuchung des Abhängigkeitsverhältnisses des Wertes c vom Gefälle (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 400), daß c bei großen Gefällen weniger zunimmt, als bei kleineren. Hierbei ist indessen der Einfluß der Rauigkeit und der Gestaltung des benetzten Umfangs noch nicht zum Ausdruck gebracht.

Die Beziehungen zwischen dem älteren Koeffizienten ζ und dem Koeffizienten c sind durch die Gleichungen

$$c = \frac{1}{\sqrt{\zeta}} \quad \text{und} \quad \zeta = \frac{1}{c^2}, \dots \dots \dots 111.$$

gegeben.

Bei Anstellung aller weiteren Geschwindigkeitsformeln hat es sich darum gehandelt, in den Ausdruck $v = c \sqrt{RJ}$ die Abhängigkeit des Koeffizienten c von sämtlichen bei der Bewegung des Wassers in Betracht kommenden Faktoren, insbesondere auch den Widerständen zu ermitteln.

2. Formel von Prony. Einer der ersten, welche das Chézy'sche Gesetz als mit der Wirklichkeit nicht zutreffend erklärten, war Prony. Da nach den Untersuchungen Coulomb's für den Widerstand am benetzten Umfang zwei Ausdrücke eingeführt werden sollten, wovon der erste mit der Geschwindigkeit, der zweite mit dem Quadrate der Geschwindigkeit wächst, so gestaltete Prony seine Geschwindigkeitsformel in folgender Weise:

$$RJ = \alpha v + \beta v^2 \dots \dots \dots 112.$$

Zur Zurückführung dieser Formel auf die Grundformel ist:

$$\frac{RJ}{v^2} = \frac{\alpha v}{v^2} + \beta = \frac{\alpha}{v} + \beta$$

$$\sqrt{\frac{RJ}{\frac{\alpha}{v} + \beta}} = v = \frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha}{v} + \beta}} \sqrt{RJ},$$

daher Koeffizient $c = \frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha}{v} + \beta}}$.

Aus 30 Versuchen Dubuat's und einem Versuche Chézy's bestimmte Prony die Koeffizienten $\alpha = 0,000\,044\,45$ und $\beta = 0,000\,309\,31$.

Später schlug Eytelwein, gestützt auf diese 31 und auf weitere 55 Messungsergebnisse deutscher Hydrauliker (Brünings, Woltman und Funk) vor, $\alpha = 0,000\,0243$ und $\beta = 0,000\,366$ zu setzen.

Lahmeyer leitete aus 218 eigenen, 4 Woltman'schen und 33 Dubuat'schen Versuchen $\alpha = 0,000\,022\,1035$ und $\beta = 0,000\,377\,686$ ab.

Hagen setzte $\alpha = 0,000\,057\,83$ und $\beta = 0,000\,218\,06$. —

Der Chézy'schen Formel 109 ähnlich gestaltet ist:

3. Die Formel von Lahmeyer (Allg. Bauz. 1852, S. 149):

$$RJ = \alpha v^{3/2} \dots \dots \dots 113.$$

Im Mittel soll der Koeffizient $\alpha = 0,000\,4021$, für kleinere Wasserläufe = $0,000\,361$, für Flüsse und Ströme = $0,000\,425$ gesetzt werden.

4. Formel von de Saint Vénant (Formules et Tables nouvelles pour la solution des problèmes relatifs aux eaux courantes. Paris 1851):

$$RJ = \alpha v^{2,11}, \dots \dots \dots 114.$$

worin $\alpha = 0,000\,4012$ angegeben ist.

5. Formel von Dupuit. Dieselbe ist der Prony'schen Formel ähnlich und hat die Form

$$RJ = \alpha v_s + \beta v_s^2 \dots \dots \dots 115.$$

Der Unterschied besteht darin, daß an Stelle der mittleren Profilgeschwindigkeit v die Sohlengeschwindigkeit v_s eingeführt ist. Für die Koeffizienten setzte Dupuit $\alpha = 0,000\,81$ und $\beta = 0,000\,36$. Ferner nahm derselbe an, daß die mittlere Profilgeschwindigkeit eine Funktion der Sohlengeschwindigkeit, des mittleren Radius, des Gefälles und der mittleren Tiefe sei. Er setzte $v = v_s + 800 RJ t_m$. Letztere Annahme ist durch Versuche nicht erwiesen und widerspricht der Erfahrung, daß die größte Geschwindigkeit in einer Vertikalen häufig unter dem Wasserspiegel liegt.

Mängel der älteren Formeln. Trotz der vorangegebenen Verbesserungen der Chézy-Eytelwein'schen Geschwindigkeitsformel genügen alle älteren Formeln nicht. Denn die Beobachtungen haben gelehrt, daß der Koeffizient c sich nicht bloß mit der Geschwindigkeit ändert, sondern auch abhängig ist von dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, von der mittleren hydraulischen Tiefe R , von dem Gefälle J , von der Art der mitgeführten Sinkstoffe und selbst von der Form der Längen- und Querprofile.

Infolge dessen haben die älteren Geschwindigkeitsformeln kaum einen anderen Vorzug, als den der großen Einfachheit. Sie liefern häufig ganz unverläßliche Ergebnisse.

§ 29. Neuere Geschwindigkeitsformeln. 1. Formel von Humphreys und Abbot. Auf Grundlage der in § 26, S. 184 erwähnten zahlreichen Messungen am Mississippi stellten die genannten beiden amerikanischen Ingenieure nachstehende Formel auf:

$$v = \left(\sqrt{0,0025 m + \sqrt{68,72 r \sqrt{J} - 0,05 \sqrt{m}}} \right)^2 \dots \dots \dots 116.$$

Betreffs der Größe r mag auf die Gleichung 67, und da es sich hier um einen sehr großen Strom handelt, auch auf Gleichung 68 verwiesen werden. Die Größe m , welche bereits in Gleichung 86 aufgenommen wurde, ist eine Erfahrungszahl, welche bei kleinen Wasserläufen größer ist, als bei Flüssen und Strömen.

Bei Wassertiefen von	4,5 bis 3,5	2,2	1,4	0,2 m
ist $m =$	0,18	0,58	1,07	1,10 m

Als einen allgemeinen Wert von m , welcher R enthält und dieser Zahlenreihe entspricht, fand man

$$m = \frac{0,933}{\sqrt{R + 0,457}} \dots \dots \dots 117.$$

2. Formel von Grebenau. Da die Formel von Humphreys und Abbot für den Gebrauch etwas unbequem ist, so schlug Grebenau¹⁰²⁾ mit Rücksicht darauf, daß die erste und dritte Stelle mit dem Werte m in der Gleichung 116 nur sehr kleine Größen sind, diese beide Stellen wegzulassen und sich einfach der Formel zu bedienen

$$v = \sqrt{68,72 r \sqrt{J}} = 8,29 \sqrt{r \sqrt{J}} \dots \dots \dots 118.$$

Dabei werden die v etwas zu groß, und zwar desto mehr, je kleiner der betreffende Wasserlauf ist. Deshalb berechnete Grebenau aus einer Zahl von Messungsergebnissen Korrekoeffizienten β , welche zwischen 0,85 und 0,95 liegen. Allgemein wäre demnach

$$v = \beta 8,29 \sqrt{r \sqrt{J}}, \dots \dots \dots 119.$$

worin	für Wassergräben von weniger als 1 qm Querschnitt	$\beta = 0,8543$
	„ kleine Bäche von 1— 5 „ „	$\beta = 0,8796$
	„ größere Bäche von 5— 10 „ „	$\beta = 0,8890$
	„ kleinere Flüsse 20—400 „ „	$\beta = 0,9223$
	„ große Flüsse über 400 „ „	$\beta = 0,9459.$

Wenn man die Grebenau'sche Formel in der Gestalt $v = \alpha \sqrt{r} \sqrt[4]{J}$ schreibt, so ergibt sich die Ähnlichkeit mit der Chézy-Eytelwein'schen Formel 109; doch ist α weniger der Veränderung unterworfen als c . Da man nach Gleichung 68 für größere Flüsse $r = \frac{R}{2}$ setzen kann, so läßt sich die Grebenau'sche Formel auch in die Form $v = 0,707 \alpha \sqrt{R} \sqrt[4]{J}$ bringen, wodurch die Ähnlichkeit mit der Chézy'schen Formel noch augenscheinlicher wird. Der Koeffizient c der letzteren hat hier den Wert $c = \frac{0,707 \alpha}{\sqrt[4]{J}}$.

In diesen neuen Formeln erscheint das Gefälle J unter der vierten Wurzel, in den älteren unter der Quadratwurzel. Diese Verschiedenheit bildet den Hauptunterschied

¹⁰²⁾ Von dem Humphreys und Abbot'schen Werke gelangten nur wenige Exemplare nach Deutschland. Es wurde erst später in weiteren Kreisen bekannt durch: Grebenau. Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Nach dem Berichte Hymphreys und Abbot's über die physikalischen und hydraulischen Verhältnisse des Mississippi-Stromes, deutsch bearbeitet. München 1867.

Berichte über beide Werke enthalten die nachstehenden Quellen:

Bornemann, K. R. Über die Humphreys-Abbot'sche Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1867, S. 203. — Grebenau. Die Humphreys-Abbot'sche Theorie der parabolischen Bewegung des Wassers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1867, S. 251. — Fournié, V. Resumé des expériences hydrauliques exécutés par le gouvernement Américain sur le Mississippi et remarques sur les conséquences, qui en découlent relat. à la théorie des eaux courantes. Paris 1867. — Humphreys und Abbot's Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Centralbl. 1867, S. 82. — Bericht des Comités zur Beurteilung der von H. Grebenau herausgegebenen Bearbeitung der Humphreys-Abbot'schen Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 109. — Kutter, W. R. Über die neue Theorie der Bewegung des Wassers von Humphreys und Abbot in Beziehung auf Gewässer mit starken Gefällen. Allg. Bauz. 1868—1869, S. 153. — Wiebe, A. Die neue Experimentaltheorie der Bewegung des Wassers in Flüssen, von Humphreys und Abbot. Zeitschr. f. Bauw. 1867, S. 297. — Treuding. Über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen, nach der Theorie von Humphreys und Abbot. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 305. — Hagen, G. Die neuen Theorien der Bewegung des strömenden Wassers. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 63. — Grashof, F. Humphreys und Abbot's Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 289, 353 u. 481.

zwischen den amerikanischen und den übrigen Formeln. Innerhalb gewisser Grenzen geben die Formeln von Humphreys und Abbot und von Grebenau gute Resultate. Beide Formeln berücksichtigen hauptsächlich die Änderungen des Gefälles und räumen nur noch der Veränderlichkeit der Größe R einen kleinen Einfluss ein. Sie passen deshalb für große Ströme und für solche Flüsse, bei denen nur schwache Gefälle vorkommen. Man sollte dieselben jedoch nur bis zu Gefällen von ungefähr 0,0001 verwenden, da sie bei stärkerem Gefälle zu große Geschwindigkeiten ergeben.

3. Formel von Bazin. Diese Formel ist der Gestalt nach von der Prony'schen (112) abgeleitet und ist aus Darcy's und Bazin's Versuchen an kleineren Kanälen und aus den Messungsergebnissen anderer Ingenieure an Flüssen ermittelt worden. Dabei bezieht sich die Veränderlichkeit der Geschwindigkeit hauptsächlich auf den Grad der Rauheit des benetzten Umfanges und auf die Änderungen des Wertes von R .

Darcy dürfte der erste gewesen sein, welcher den Einfluss des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges auf die Bewegung des Wassers nachwies. Schon 1852 lenkte die Pariser Akademie der Wissenschaften die Aufmerksamkeit auf die Forschungen Darcy's, sodafs demselben die nötigen Hilfsmittel und Mitarbeiter für die Fortsetzung seiner Untersuchungen zur Verfügung gestellt wurden. Namentlich war es Bazin, welcher ihm in hervorragender Weise beistand und später nach dem 1858 erfolgten Tode Darcy's die Ergebnisse der zahlreichen und sorgfältigen Versuche sammelte, vervollständigte, die für die Wissenschaft wichtigen Folgerungen daraus ableitete und das Werk: „Recherches hydrauliques, entreprises par H. Darcy, continuées par H. Bazin. Première partie. Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts. Paris 1865“ veröffentlichte.

Darcy und Bazin hatten bei ihren zahlreichen Versuchen zwar auch einen Einfluss der Änderung des Gefälles wahrgenommen, diesen Einfluss jedoch nicht so bedeutend gefunden, dafs ihm besondere Rechnung zu tragen wäre. Von denselben wurde auch beobachtet, dafs die Halbkreisform des Querprofiles dem Wasserabflufs günstiger ist, als die rechteckige.

Die erwähnten Versuche wurden an kleinen Kanälen, namentlich aber an einem ausschliesslich für diese Zwecke angelegten Versuchskanal von 596,5 m Länge, 2 m Breite und 1 m Tiefe vorgenommen. Derselbe wurde äufserlich mit einem Lehmüberzuge versehen. Doch war es möglich, verschiedene Einsetzböden (*faux planchers*) anzubringen, um verschiedene Gefälle und Profile herstellen zu können.

Um den Einfluss des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges zu untersuchen, wurde der gedachte Versuchskanal nacheinander aus geglättetem Cement, aus Cement mit $\frac{1}{3}$ Sand gemischt, aus Brettern, aus Mauerwerk von Backsteinen hergestellt, und überdies wurde gröberer und feinerer Kies durch einen Cementgufs angebracht, sowie auch Querlatten in verschiedenen Abständen aufgenagelt.¹⁰³⁾

Die Bazin'sche Geschwindigkeitsformel lautet:

$$RJ = \left(\alpha + \frac{\beta}{R} \right) v^2 \text{ oder } v = \sqrt{\frac{RJ}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}, \dots \dots \dots 120.$$

sonach der Koeffizient der Chézy-Eytelwein'schen Formel $c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$.

Die Ergebnisse dieser Formel stimmen aber nur dann mit den Messungen überein, wenn die Koeffizienten α und β für jeden einzelnen Fall Werte nach Maßgabe der

¹⁰³⁾ Vergl. auch: Bazin's Formel für die gleichmäfsige Bewegung des Wassers, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 327. — Hagen, G. Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers. Berlin 1866, S. 4.

Beschaffenheit des benetzten Umfanges erhalten. Allein die Beschaffenheit und der Zustand des Bettes, sowie die gröfsere oder geringere Menge von Pflanzen, welche es zuweilen bedecken, sind so viele unter sich unabhängige Umstände, dafs es nicht möglich ist, denselben durch eine Formel Rechnung zu tragen. Deshalb war es notwendig, die zahlreichen Einzelfälle auf eine kleinere Anzahl von Fällen zurückzuführen, welche sich auf die gewöhnlich vorkommenden Verhältnisse beziehen, und zu versuchen, aus der Gesamtheit der Resultate brauchbare, genügend genaue Interpolationsformeln abzuleiten.

Auf dieser Grundlage ordnete Bazin die Betten der Wasserläufe nach Mafsgabe des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges und unterschied vier Hauptklassen, für welche die Werte der Koeffizienten α und β bestimmt wurden, und zwar für Wasserläufe mit

	α	β
1. sehr glatten Wänden (geglätteter Cement, sorgfältig gehobelte Bretter u. s. w.)	0,000 15	0,000 0045
2. glatten Wänden (Hausteine, Backsteine, Bretter u. s. w.)	0,000 19	0,000 0133
3. weniger glatten Wänden (Bruchsteine, Mauerwerk u. s. w.)	0,000 24	0,000 0600
4. Wänden in Erde	0,000 28	0,000 3500

In Wasserläufen mit Erdwänden wächst der Wert von c mit demjenigen von R und zwar ist, wenn:

$R = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c = 16,3$	22,2	26,3	29,4	32,0	34,1	35,9	37,4	38,7	39,9
$R = 1,1$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c = 41,0$	41,9	42,7	43,5	44,2	44,8	45,4	46,0	46,5	47,0
$R = 2,2$	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c = 47,8$	48,5	49,1	49,7	50,2	51,3	52,2	52,9	53,5	54,0
$R = 6,0$	6,5	7,0							
$c = 54,5$	54,8	55,1							

Für Wasserläufe mit Geschiebe fügten Ganguillet und Kutter noch eine fünfte Klasse hinzu und bestimmten hierfür

$$\alpha = 0,000 40 \quad \text{und} \quad \beta = 0,000 70.$$

Da die Bazin'schen Formeln den Einfluss der mittleren hydraulischen Tiefe R und des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges zur Geltung bringen, so passen sie für Kanäle, ausserdem auch für Flüsse, solche mit sehr schwachem Gefälle jedoch ausgenommen. Sie passen aber nicht für große Ströme, in denen, wie z. B. im Mississippi, der Einfluss der Rauheit des benetzten Umfanges nur wenig zur Geltung gelangen kann. Hieraus erklärt sich auch der Gegensatz zwischen den — gewissermassen aus ungewöhnlichen Verhältnissen abgeleiteten — Formeln von Humphreys-Abbot und Bazin.

Die Gleichung 104 auf S. 191 ist abgeleitet aus

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + 14 \sqrt{\frac{R J}{v^2}}.$$

Aus der Bazin'schen Geschwindigkeitsformel folgt $\sqrt{\frac{R J}{v^2}} = \sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}} = \frac{1}{c}$, sonach auch

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + \frac{14}{c} \dots \dots \dots 121.$$

4. Formel von Gauckler. Dieselbe stützt sich auf die Messungsergebnisse von Darcy und Bazin.

Anfangs 1867 legte Gauckler der Akademie der Wissenschaften zu Paris eine Abhandlung: „Etudes théoriques et pratiques sur l'écoulement et le mouvement des eaux“ vor, in deren 3. Teile er neue Formeln über die Wasserbewegung aufstellte. (Vergl. auch: Gauckler. Du mouvement de l'eau dans les conduites. Ann. des ponts et chaussées 1868, 1. Sem., S. 229. Civiling. 1868, S. 489. Deutsche Bauz. 1869, S. 123.)

Gauckler machte einen Unterschied zwischen den Gefällen über 0,0007 und unter 0,0007 und stellte infolge dessen zwei Formeln auf, für Gefälle

über 0,0007: unter 0,0007:

$$\sqrt{v} = \alpha \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}, \quad \sqrt[4]{v} = \beta \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}, \quad \dots \dots \dots 122.$$

worin der Koeffizient der Chézy-Eytelwein'schen Formel:

$$c = \alpha^2 \sqrt[6]{R}, \quad \text{bezw.} \quad c = \beta^4 \sqrt[6]{R^5} \sqrt{J}.$$

Die Koeffizienten α und β der beiden Formeln sind folgende:

	α	β
1. Mauerwerk von Quadern und Cement	8,5 bis 10,0	8,5 bis 9,0
2. Gutes gewöhnliches Mauerwerk	8,0 „ 8,5	8,0 „ 8,5
3. Seitenwände gemauert, Sohle aus Erde	6,8 „ 7,6	7,7 „ 8,0
4. Gerinne aus Erde, ohne Pflanzen	5,7 „ 6,7	7,0 „ 7,7
5. Gerinne aus Erde, mit Pflanzen	5,0 „ 5,7	6,6 „ 7,0
6. Flüsse	—	6,3 „ 7,0

Der schroffe Übergang von einer Formel zur anderen, welcher bei 0,0007 stattfindet, wird durch die Veränderung erklärt, welche die Art des Fortrückens der Wassertheilchen erleidet. Ist das Gefälle größer als 0,0007, so soll die Bewegung des Wassers eine rollende sein; beträgt es weniger als 0,0007, so wird eine gleitende Bewegung angenommen. Diese Annahmen sind unerwiesen und wohl nicht zutreffend.

In den Gauckler'schen Formeln ist ähnlich, wie in den Bazin'schen, der Koeffizient c abhängig von dem Werte R und von dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges. Während jedoch Bazin dem Gefälle keinen Einfluss einräumt, unterscheidet Gauckler Gefälle über und unter 0,0007.¹⁰⁴⁾

Die zweite Gauckler'sche Formel ergibt bei sehr geringen Gefällen die Veränderlichkeit der Geschwindigkeit in einem den Messungsergebnissen entgegengesetzten Sinne. Denn es nimmt c mit abnehmendem J ab, während am Mississippi das Gegenteil stattfindet.

5. Formel von Bornemann. Dieser unterzog (Civiling. 1869, S. 13) die Gauckler'schen Formeln einer eingehenden Untersuchung und vereinigte sie schliesslich in einer neuen Formel von der Gestalt:

$$RJ = \frac{\alpha}{\sqrt[3]{R}} \sqrt[5]{J} \cdot v,$$

daher

$$v = \frac{1}{\alpha} \sqrt[3]{R^4} \cdot \sqrt[5]{J_4} \quad \dots \dots \dots 123.$$

Den Koeffizienten α bestimmte Bornemann für vier verschiedene Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, wie folgt:

¹⁰⁴⁾ Vergl. auch: Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Technologiste 1867, Aug. S. 614. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 327. — Bornemann, K. R. Die Gauckler'sche Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1869, S. 13.

	Im Mittel $\alpha =$
1. Hölzerne Gerinne	0,000 623
2. Gemauerte Gräben	0,001 090
3. Ungemauerte Gräben	0,001 600
4. Flüsse	0,003 900

Auch diese Formel, für welche sich der Koeffizient $c = \frac{1}{\alpha} \sqrt[6]{R^5} \sqrt[10]{J^3}$ ergibt, kann für schwache Gefälle nicht benutzt werden.

6. Formeln von Hagen. Unter den Abhandlungen der Berliner Akademie der Wissenschaften findet sich eine solche von Hagen über die Bewegung des Wassers in Strömen¹⁰⁵⁾, in welcher die Formel aufgestellt ist:

$$v = \alpha \sqrt{R} \sqrt[6]{J}, \dots\dots\dots 124.$$

worin $\alpha = 2,425$. Der Koeffizient c ergibt sich $= \frac{\alpha}{\sqrt[3]{J}}$.

Diese ältere Hagen'sche Formel läßt sich ohne weiteres anwenden, so lange das Gefälle kleiner als 0,0002 ist. Wird das Gefälle gröfser, so liefert sie zu geringe Geschwindigkeiten. Ferner betrifft sie nur Wasserläufe in Erde und schließt Gerinne von anderem Material (Holz, Mauerwerk u. s. w.) aus.

Der Koeffizient c wächst mit der Abnahme des Gefalles, was am Mississippi, überhaupt an gröfseren Strömen zutrifft. Hagen selbst giebt in einer neuen Abhandlung (Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers. Berlin 1876) zu, dafs seine Formel bei Anwendung auf kleine Wasserläufe sich als unbrauchbar erweise. Deshalb stellte derselbe zwei neue Formeln auf:

$$v = \alpha R \sqrt[5]{J}, \quad v = \beta \sqrt{R} \sqrt[5]{J}, \dots\dots\dots 125.$$

sodafs der Koeffizient

$$c = \alpha \sqrt{\frac{R}{\sqrt[3]{J^3}}}, \text{ bzw. } c = \frac{\beta}{\sqrt[10]{J^3}}.$$

Die erste der beiden Formeln gilt für kleine Wasserläufe und es ist der Koeffizient $\alpha = 4,9$. Die Formel darf jedoch nur für Gefälle, die nicht stärker als 1:1000 sind, und für $R < 0,47$ m angewendet werden. Für Flüsse und Ströme, in denen $R > 0,47$ m ist, gilt die zweite Formel mit dem Koeffizienten $\beta = 3,34$.

Beide Ausdrücke unterscheiden sich wesentlich voneinander dadurch, dafs der erste die erste Potenz, der zweite aber die Quadratwurzel des mittleren Radius zum Faktor hat. Hagen begründet dies damit, dafs im ersten Falle die inneren Bewegungen des Wassers gar nicht oder doch nur in mäfsigem Umfange vorkommen, während sie im zweiten sich in vollem Mafse ausbilden und den überwiegenden Teil der bewegenden Kraft verzehren.

Für regelmäfsige kanalartige Wasserläufe hat Hagen dann noch die Formel:

$$v = 43,7 \sqrt{J} \sqrt[3]{R^2}, \dots\dots\dots 126.$$

in der $c = 43,7 \sqrt[6]{R}$, aus sorgfältigen Messungen, welche Kunningham am Gangeskanale angestellt hat, abgeleitet. Näheres s. Zeitschr. f. Bauwesen 1881, S. 404 und Litteratur am Schlusse dieses Abschnitts.

¹⁰⁵⁾ Auch im Buchhandel erschienen. Berlin 1869.

Der Wert von c wächst mit demjenigen von R und zwar ist, wenn

$R = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c = 29,8$	33,4	35,8	37,5	38,9	40,1	41,2	42,1	42,9	43,7
$R = 1,1$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c = 44,4$	45,0	45,6	46,2	46,8	47,3	47,7	48,2	48,6	49,1
$R = 2,2$	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c = 49,8$	50,6	51,2	51,9	52,5	53,8	55,0	56,2	57,2	58,1
$R = 6,0$	6,5	7,0							
$c = 58,9$	59,7	60,6							

Zu bemerken ist, daß der Ganges-Kanal 30 m breit und 3 m tief ist, 213 cbm Wasser abführt und daß sein Gefälle zwischen den Grenzen 1:3165 und 1:40000 wechselt.

7. Ältere Formel von Ganguillet und Kutter. Gegen die Bazin'schen und die Gauckler'schen Formeln läßt sich einwenden, daß für sehr große Werte von R ($R = \infty$) bei der ersteren der Koeffizient c einen gleichbleibenden Wert annimmt, während er bei den letzteren unendlich groß ist. Da nun bei einem sehr großen Strome die Stöße, welche die Unebenheiten des Bettes hervorrufen, von geringerem Einfluß sein müssen, als bei einem kleinen Wasserlauf, so wird bei wachsendem R der Einfluß des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges sich dem Werte Null, nicht aber einer gleichbleibenden Größe oder dem Unendlichen nähern.

Auf dieser Grundlage haben Ganguillet und Kutter eine Formel entwickelt, welche eigentlich nur eine Umbildung der Bazin'schen ist, aber bessere Grenzwerte liefert:

$$v = \left(\alpha - \frac{\alpha\beta}{\sqrt{R + \beta}} \right) \sqrt{RJ} \dots \dots \dots 127.$$

Hier ist der Koeffizient $c = \alpha - \frac{\alpha\beta}{\sqrt{R + \beta}}$. Das Glied $\frac{\alpha\beta}{\sqrt{R + \beta}}$ bringt den Einfluß der Rauheit des benetzten Umfanges zur Geltung, und es wird dieser Einfluß bei $R = \infty$ Null. Der Koeffizient c geht alsdann in α über, und man erhält die Chézy-Eytelwein'sche Formel

Der Übelstand der Gauckler'schen und der Bornemann'schen Formel, daß bei abnehmendem J auch c abnimmt, ist hier nicht vorhanden.

Für die Koeffizienten α und β wurden nicht bloß 4, sondern 14 Kategorien unterschieden. Die Größe α wurde gleich 100 gesetzt, während für β Werte von 0,12 bis 2,50 einzusetzen sind.

Da diese Geschwindigkeitsformel aus der Bazin'schen Formel hervorgegangen ist, so genügt auch sie für große Ströme nicht.

8. Formel von Gordon. Diese hat die Gestalt

$$\Theta b J = \left(\alpha + \frac{\beta b n^2}{R^2 \sqrt{J}} \right) p n v^2, \dots \dots \dots 128.$$

worin Θ die Tiefe bezeichnet, in welcher der Mittelpunkt des Druckes für das betreffende Querprofil liegt. Die Koeffizienten α , β , n , wovon der letztere der Koeffizient der Rauheit des benetzten Umfanges ist, wurden bestimmt: $\alpha = 0,000 112$, $\beta = 0,000 00007$ und n für die verschiedenen Grade der Rauheit 1,00, 1,36, 1,47, 2,46, 3,30.

Wir erwähnen diese Formel nur der Vollständigkeit wegen, obwohl deren Urheber selbst zugesteht, daß sie den Versuchsergebnissen nicht entspricht.

9. Neuere Formel von Ganguillet und Kutter. Von der Erwägung ausgehend, daß in einer allgemein gültigen Formel der Wert von c der Grundformel abhängig ist:

- a. von der mittleren hydraulischen Tiefe R (bei zunehmendem R wächst auch c),
- b. vom Grade der Rauheit des benetzten Umfanges (mit der Zunahme der Rauheit wird c kleiner),
- c. vom Gefälle J (mit der Zunahme des Gefälles wird c bei großen Strömen kleiner, bei kleineren Gewässern größer),
- d. von den mitgeführten Sinkstoffen und
- e. (in geringerem Maße) von der Form des Querprofils, sowie von der Sohlenbreite,

stellten Ganguillet und Kutter (Versuch zur Aufstellung einer neuen allgemeinen Formel für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1869, S. 6 u. 46) eine neue Geschwindigkeitsformel auf:

$$v = \left\{ \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RJ}, \dots \dots \dots 129.$$

Sie hat die ältere Form $v = c \sqrt{RJ}$. Hierbei ist der Koeffizient

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

von den vorhin aufgezählten Einflüssen, welche auf denselben einwirken, abhängig gemacht. Die Größe n ist der veränderliche Koeffizient für die Bezeichnung des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges und ist in Beziehung mit dem Werte R gebracht. Diese Erfahrungszahl n beträgt für die von Ganguillet und Kutter aufgestellten 6 Kategorien:

	n	$\frac{1}{n}$
1. Kanäle von sorgfältig gehobeltem Holz und von glatter Cementverkleidung (vergl. S. 198)	0,010	100,00
2. Kanäle aus Brettern	0,012	83,33
3. Kanäle von behauenen Quadersteinen und von gut gefügten Backsteinen	0,013	76,92
4. Kanäle von Bruchsteinen	0,017	58,83
5. Kanäle in Erde; Bäche und Flüsse	0,025	40,00
6. Gewässer mit größeren Geschieben und mit Wasserpflanzen	0,030	33,33

Diese neue Formel und die Bazin'sche liefern fast ganz gleiche Ergebnisse, so lange $R < 6$ m ist. Bei größeren Werten von R finden Abweichungen statt; doch stimmen alsdann die Ergebnisse der neuen Formel mit den von Humphreys und Abbot am Mississippi vorgenommenen Messungen überein.

Die neue von Ganguillet und Kutter aufgestellte Formel kann demnach als diejenige bezeichnet werden, deren Ergebnisse von den Messungsergebnissen vergleichsweise am wenigsten abweichen.¹⁰⁰⁾ Derselben Formel haftet, wie dies schon der viel-

¹⁰⁰⁾ v. Wagner. Harmonische Resultate der Ganguillet-Kutter'schen Formel für die mittlere Fließgeschwindigkeit. Protokolle des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver., 85. Hauptvers. S. 27 und die „hydrologischen Untersuchungen“ desselben Verfassers, S. 32. — Bazaine. Formules de jaugeage des cours d'eau de MM. Ganguillet

gliedrige Wert c erkennen läßt, allerdings der Übelstand an, daß sie für den Gebrauch etwas unbequem ist. Allein dieser Umstand kann von der Benutzung einer sonst verläßlichen Formel nicht abhalten und zwar hier um so weniger, als die Urheber in der obengenannten Quelle (S. 50) ein geometrisches Verfahren angegeben haben, wodurch es in einfacher Weise möglich ist, eine der Gröfsen c, R, J, n zu bestimmen, sobald die anderen drei bekannt sind. Da die neue Formel dem Hyperbelgesetze unterliegt, so lassen sich für die am häufigsten vorkommenden Fälle die betreffenden Hyperbeln in einem Bilde vereinigen, wie dies auf Tafel IV geschehen ist. Dasselbst ist auch eine Gebrauchsanweisung gegeben.

Überdies haben Ganguillet und Kutter in der obengenannten Quelle (S. 59) für eine entsprechende Anzahl von Rauheiten des benetzten Umfanges eine Tabelle für die Werte von c zusammengestellt. (Vergl. auch Tabelle der Werte α und β im Anhang zu Kap. IV und § 10 daselbst für verschiedene Gefälle.) Endlich hat Kutter in einer besonderen Schrift (Mittlere Geschwindigkeiten und Wassermengen pro Sekunde in Gräben und Flüssen mit verschiedener Rauheit des benetzten Umfanges mit verschiedenen Gefällen und Querschnittsformen. Braunschweig 1870) für eine grofse Zahl von Fällen diese Werte berechnet und tabellarisch geordnet.

Nach der Ganguillet und Kutter'schen Formel 129, sowie nach der Bazin'schen Formel 120 hat auch Kresnik in „Technische Vorträge und Abhandlungen,“ Heft XVII, Wien 1892, eine „Hydrologische Tafel“ zum Ablesen von Wassermenge, Geschwindigkeit, Gefälle und Querprofilgröfsen für Flüsse und Kanäle verschiedener Art berechnet und dargestellt.

10. Formel von Harder. In „Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Hamburg 1878“ entwickelt Harder nach Untersuchung der bewegenden und widerstehenden Kräfte, zu denen auch der bei früheren Formeln nicht berücksichtigte Luftwiderstand gerechnet wird, behufs Ermittlung der Geschwindigkeit in verschiedenen horizontalen Wasserschichten zunächst die Formel:

$$v_x - v_s = \sqrt{C \left(t \cdot x - \frac{x^2}{2} \right) J}, \dots \dots \dots 130.$$

worin v_x die Geschwindigkeit in der Höhe x über der Sohle,
 v_s die Geschwindigkeit an der Sohle,
 C einen Koeffizienten,
 t die ganze Wassertiefe und

J das relative Gefälle = $\frac{h}{l}$ (h absolutes Gefälle auf die Länge l)

bezeichnet. Ist $x = t$, so wird $v_x = v_0$ (v_0 = Geschwindigkeit am Wasserspiegel), daher

$$v_0 - v_s = \sqrt{\left(C t^2 - \frac{t^2}{2} \right) J}$$

oder $v_0 - v_s = t \sqrt{\frac{1}{2} C \cdot J}, \dots \dots \dots 131.$

und bei Einsetzung des Wertes von \sqrt{CJ} in

$$v_x - v_s = \frac{v_0 - v_s}{t} \sqrt{2tx - x^2} \dots \dots \dots 132.$$

et Kutter, Revue industr. 1876, S. 167. — Schmidt, Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern. I. Teil. München 1884. — Krüger, Verfahren zur Berechnung der mittleren Wassergeschwindigkeit in Gräben. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 285.

Die Widerstände an der Sohle setzen sich zusammen aus dem Widerstande der Bodenmaterie = $C_0 \cdot v_s^2$ und dem der Bodenunebenheiten = $C_{00} \cdot v_s^2$. Sie werden durch die Schwerkrafts-Komponente der ganzen Wassermasse $t \cdot J$ überwunden, sodafs

$$(C_0 + C_{00}) v_s^2 = t \cdot J$$

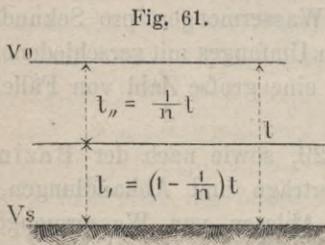
$$v_s = \sqrt{\frac{t \cdot J}{C_0 + C_{00}}} \text{ oder, wenn } C_0 = \sqrt{\frac{1}{C_0 + C_{00}}}$$

$$v_s = C_0' \sqrt{t \cdot J}$$

und durch Einsetzen in Gl. 132:

$$v_x = C_0 \sqrt{t \cdot J} + \sqrt{C(t \cdot x - \frac{x^2}{2}) J} \dots \dots \dots 133.$$

Die Luftwiderstände sind geringer. Nach Fig. 61 wird, wenn die größte Geschwindigkeit infolge des Luftwiderstandes nicht in der Oberfläche, sondern um t_n unter derselben oder um t_s über der Sohle liegt, aus vorstehenden Gleichungen die Geschwindigkeit an der Oberfläche ermittelt und zwar:



$$v_0 = C_0 \sqrt{(1 - \frac{1}{n}) t \cdot J} + (1 - \frac{2}{n}) t \sqrt{\frac{1}{2} C \cdot J}$$

und, setzt man

$$C_0 = C_0 \sqrt{1 - \frac{1}{n}}; C_{00} = (1 - \frac{2}{n}) \sqrt{\frac{1}{2} C},$$

$$v_0 = C_0 \sqrt{t \cdot J} + C_{00} t \sqrt{J}, \dots \dots \dots 134.$$

während für die mittlere Geschwindigkeit die Formel

$$v = k (C_0 \sqrt{R \cdot J} + C_{00} R \sqrt{J})$$

entwickelt wird, in der k das Verhältnis $\frac{v}{v_0}$ bezeichnet. Hieraus ergibt sich, wenn $k C_0 = k_0$ und $k C_{00} = k_{00}$ gesetzt wird, als allgemeine Formel der mittleren Geschwindigkeit:

$$v = k_0 \sqrt{R \cdot J} + k_{00} R \sqrt{J} \dots \dots \dots 135.$$

Für dieselbe ist k_{00} gleichbleibend = 7,254 ermittelt, da C_{00} nur vom Bewegungswiderstande im Wasser selbst abhängt. k wird auf Grund zahlreicher Messungsergebnisse = 0,93 angenommen, dagegen erhält k_0 je nach der Rauheit der Sohle verschiedene Werte und zwar ist: für Kanäle mit sehr glatten Wänden (Cement) $k_0 = 70,5$, für Kanäle mit glatten Wänden (Quadern, Ziegeln) $k_0 = 56$, für Kanäle und Flüsse in Erde und rauhem Bruchsteinmauerwerk $k_0 = 36,27$. Bringt man vorstehende Formel auf die Form $v = c \sqrt{R \cdot J}$ so ist $c = k_0 + k_{00} \sqrt{R}$.

In einer Tabelle sind die Ergebnisse zahlreicher Messungen mit denen, welche die Formeln von Eytelwein, Kutter, Bazin und Harder liefern, verglichen worden, wonach die Harder'sche Formel vielfach zu günstigen Ergebnissen führt. Das seiner Formel zu Grunde gelegte gleichbleibende Verhältnis $\frac{v}{v_0} = k$ bleibt jedoch nach allen bisher angestellten Messungen nicht gleich. Der angenommene Wert von $k = 0,93$ wird von v. Wagner (Hydrologische Untersuchungen, S. 30) als um 30% zu groß bezeichnet. Ebenso ist auch die Harder'sche Annahme, dass die größte Geschwindigkeit in $\frac{1}{20}$ der Tiefe unter dem Wasserspiegel liege, dass also n in $\frac{1}{n} t = 20$ sei, allgemein nicht zutreffend. Auch die sehr gründliche und wertvolle Harder'sche Arbeit gelangt zu dem Schluss, dass die Ableitung einer allgemein gültigen und mathematisch genauen Geschwindigkeitsformel nicht möglich ist.

Der Wert von c wächst mit demjenigen von R und zwar ist, wenn

$R = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c = 38,6$	39,5	40,2	40,9	41,4	41,9	42,3	42,7	43,1	43,5
$R = 1,1$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c = 43,9$	44,2	44,5	44,8	45,1	45,4	45,7	46,0	46,3	46,5
$R = 2,2$	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c = 47,0$	47,5	48,0	48,4	48,8	49,8	50,8	51,6	52,5	53,3
$R = 6,0$	6,5	7,0							
$c = 54,0$	54,8	55,5.							

Am Schlusse dieser Besprechung der Geschwindigkeitsformeln ist zu bemerken, daß ein weiterer Fortschritt auf dem in Rede stehenden Gebiete wesentlich durch weitere Beobachtungen und Messungen, welche sich auf die Verschiedenheit der Bewegung in den einzelnen Teilen der Querprofile beziehen, bedingt wird. Die Werte für c der Eytelwein'schen Formel sind nämlich für manche Fälle noch gänzlich unbekannt, so z. B. für die Bewegung des Wassers über die mit Gras, Weiden, Buschholz und Wald bedeckten Vorländer, nicht minder für die Bewegung des Hochwassers im Mittelwasserbett. Wahrscheinlich bewegt sich das Hochwasser viel langsamer, als die gewöhnlichen Formeln angeben, weil die dann in erheblichem Grade stattfindende Fortbewegung der Sinkstoffe einen nicht unerheblichen Teil der bewegenden Kraft des Wassers vernichtet. Derartige Untersuchungen sollten bei ihrer Wichtigkeit zunächst angestellt werden, da aus den hierbei zu gewinnenden Ergebnissen wesentliche Berichtigungen und Ergänzungen der Geschwindigkeitsformeln zu erwarten sind.

§ 30. Mittlere Geschwindigkeit im Querprofil bei verschiedenen Wasserständen. Aus der Chézy-Eytelwein'schen Formel folgt:

$$J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R}.$$

Setzt man hierin für v den Wert $\frac{Q}{F}$ (Gl. 74) und für R den Wert $\frac{F}{p}$ (Gl. 65), so ergibt sich

$$J = \frac{p Q^2}{c^2 F^3} \quad \text{und} \quad Q = c \sqrt{\frac{J \cdot F^3}{p}} \dots \dots \dots 136.$$

Bei Strömen ist die Tiefe in der Regel nur klein gegen die Wasserspiegelbreite; infolge dessen kann man meist $p = b$ setzen. Aus Gleichung 63 ergibt sich ferner $F = b t_m$. Setzt man diese Werte in die Gleichung 65, so findet man $R = t_m$, d. i. die mittlere hydraulische Tiefe gleich der mittleren Wassertiefe. Setzt man ferner die Werte von p und F in die Gleichung 136, so ergibt sich:

$$J = \frac{Q^2}{c^2 b^2 t_m^3} \quad \text{und} \quad Q = c b \sqrt{J t_m^3} \dots \dots \dots 137.$$

Aus der letzteren Gleichung läßt sich die bei verschiedenen Wasserständen abfließende Wassermenge näherungsweise berechnen.

Führt man, den eben gefundenen Ausdruck für Q und den Ausdruck $F = b t_m$ in die Gleichung 74 ein, so wird

$$v = c \sqrt{J t_m} \dots \dots \dots 138.$$

d. h. bei verschiedenen Wasserständen ist näherungsweise die mittlere Geschwindigkeit im Querprofil der Quadratwurzel aus der mittleren Wassertiefe proportional.

Bei Benutzung der in den §§ 27—29 vorgeführten Untersuchungen und der dadurch erzielten Formeln muß man stets erwägen, daß dieselben aus Messungen her-

vorgegangen sind, bei denen das Wasserprofil eine möglichst einfache und regelmässige Gestalt hatte. Namentlich ist hierbei zu berücksichtigen, daß bei derartigen Profilen die Wassertiefe von den beiden Ufern nach der Stromrinne zu stetig wächst, sodafs einer stetigen Zunahme der Wassertiefe auch eine stetige Zunahme der Wasserprofilfläche F und des benetzten Umfanges p entspricht. Das letztere ist aber bei den natürlichen Hochwasserprofilen der Flüsse und Ströme in der Regel nicht der Fall, es zeigt sich bei ihnen vielmehr fast stets ein plötzlicher Wechsel in der Wassertiefe. Die in vorstehendem vorgeführten Geschwindigkeitsformeln würden nun falsche Ergebnisse liefern, wenn man die ganze Profilfläche ohne weiteres einführen wollte. Deshalb muß man in solchen Fällen das Stromprofil in gesondert zu betrachtende Teile zerlegen, deren Trennungslinien an jenen Stellen zu wählen sind, wo die Stetigkeitsunterbrechung des Profils stattfindet.

§ 31. Bisherige Ergebnisse über die Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

Aus den Erörterungen in den §§ 24—30 hat sich ergeben, daß die gleichartige Bewegung Gleichgewicht zwischen der bewegenden und der Widerstandskraft bedingt. Derartige Zustände lassen sich indessen im günstigsten Falle nur in einer künstlich hergestellten, von beweglichen Sinkstoffen befreiten und gegen Wind geschützten Wasserlaufstrecke erwarten, wenn dieselbe außerdem noch folgende Eigenschaften besitzt und zwar: Geradlinige Richtung, durchweg einheitliches, parabolisches Normalprofil, horizontale Wasserspiegel im Querprofil, gleichmässiges Gefälle, gleichbleibende Wassermenge, endlich gleichartige, durch Strömung unveränderliche Wandungen, und zwar Wandungen von solcher Beschaffenheit, daß die Widerstände derselben in Verein mit den Widerständen der Wassermoleküle unter sich und den von der Luft erzeugten Widerständen die Beschleunigung der Bewegung des Wassers, welche als Folge des Gefälles nach dem Gesetz des freien Falles der Körper eintreten müßte, so vollständig verzehren, daß die Geschwindigkeit in allen Querprofilen dauernd gleichbleibt. Jede Änderung auch nur einer der vorgenannten Eigenschaften würde gleichartige Bewegung des Wassers ausschliessen. Die vollkommen gleichartige Bewegung bedingt aber auch noch gleiche Temperatur aller Wassermoleküle und gleichbleibenden Luftdruck, da auch Änderungen in dieser Beziehung — beispielsweise die Abkühlung der oberen Wasserschicht zur Frostzeit bis zu $+4^{\circ}$ Celsius, welche (vergl. § 15, Bildung der Eisdecke) eine Mischung des spezifisch schwereren Wassers an der Oberfläche mit dem über der Sohle lagernden leichteren, sonach eine von der gewöhnlichen Strömung abweichende Bewegungsrichtung zur Folge hat — Änderungen in der gleichartigen Wasserbewegung veranlassen. Es möge indessen in nachstehender Betrachtung von Änderungen der Temperatur und des Luftdrucks abgesehen werden. Aber auch dann noch ist die Geschwindigkeit des Wassers in verschiedenen Punkten des Querprofils, infolge des verschiedenen Grades der Reibung der Wassermoleküle untereinander, an den Bettwandungen und an der Luft verschieden (§ 26). Nur die mittlere Geschwindigkeit im Querprofil und die Geschwindigkeiten in zusammengehörigen Punkten, d. h. in denjenigen Punkten, welche sich nach Höhen- und Breitenlage in allen Querprofilen decken, bleiben gleich. Gleiche Geschwindigkeit aller Wasserfäden kann niemals eintreten, weil schon die Reibung an der Bettwandung und an der Luft eine Verzögerung der Bewegung des Wassers daselbst bedingt. Lediglich also die Reibungen sind die Ursache der Ungleichheit der Geschwindigkeit in verschiedenen Punkten des Querprofils, in denen jedoch die Geschwindigkeit der einzelnen Wasserfäden gleichbleibt, so lange die Reibungsverhältnisse keiner Änderung unterliegen. Im angenommenen Wasserlaufe würde dann pulsierende Bewegung (§ 26) nur in geringem Grade eintreten.

Fig. 62.

Normales Querprofil.

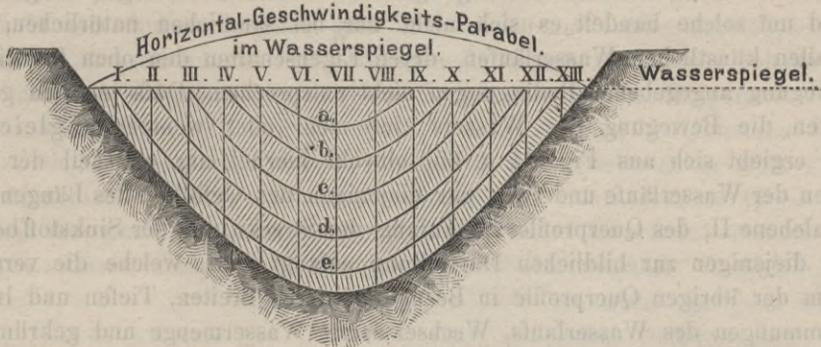
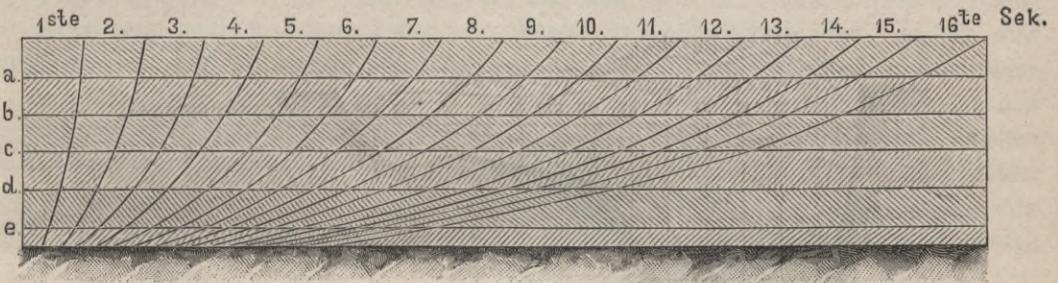


Fig. 63.

Längenprofil (Vertikale VII).



In welcher Weise sich unter den erörterten Annahmen die gleichartige Bewegung vollzieht, ergibt sich aus Fig. 62 u. 63. Im Querprofil sind die Vertikalen (§ 26 unter 3.) I. bis XIII., die Isotachen *a.* bis *e.* (§ 26 unter 6.) und die nach den Geschwindigkeiten in den obersten Messungspunkten der Vertikalen nahe unter dem Wasserspiegel konstruierte Horizontalgeschwindigkeitsparabel (§ 26 unter 5.), welche oben den in der ersten Sekunde abfließenden Wasserkörper begrenzt (§ 23 unter 5.), sowie im Längenprofil die Schnittpunkte der Isotachen in derjenigen Vertikalebene dargestellt, welche die Vertikalen VII aller hintereinander liegenden Querprofile verbindet. In dieser Vertikalebene bilden die Wasserfäden in der ersten Sekunde des Abflusses die eingetragene Vertikalgeschwindigkeitsparabel (§ 26 unter 3.). Letztere verändert bei Fortbewegung der Wasserfäden in der zweiten bis sechzehnten Sekunde ihre Form in der dargestellten Weise, aber nicht den Flächeninhalt. Denkt man sich die Isotachen bis auf die Dicke der Moleküle eines Wasserfadens zusammengedrückt, so liegt zwischen je zwei benachbarten Isotachen im Längenprofil je ein Wasserfaden und im Querprofil je eine, aus nebeneinander gelagerten Wasserfäden zusammengesetzte Wasserschicht, welche durchweg mit gleicher und gleichbleibender Geschwindigkeit abfließt. Die hiernach nicht horizontal, sondern nach den Isotachen entsprechend gekrümmten Wasserschichten werden im Abflufs durch gegenseitige Reibung und durch die Widerstände des Bettes und der Luft, je nach ihrer Höhenlage zwar verschieden, aber gesetzmäßig nach der Vertikalgeschwindigkeitsparabel verzögert, und es bleiben diese Einflüsse im vollkommen regelmäßigen Wasserlaufe, so lange sich die bewegenden und Widerstand leistenden Kräfte überall im Gleichgewicht

befinden, dauernd gleich, trotzdem der abfließende Wasserkörper mit jeder Sekunde seine Form verändert. Die Bewegung des Wassers ist sonach dauernd eine gleichartige.

Wesentlich anders sind die Bedingungen des Abflusses in unregelmäßigen Wasserläufen, und um solche handelt es sich nicht nur bei sämtlichen natürlichen, sondern auch bei allen künstlichen Wasserläufen, deren Eigenschaften den oben für die gleichartige Bewegung angegebenen Bedingungen nicht entsprechen. Dafs in allen genannten Wasserläufen die Bewegung des Wassers eine mehr oder weniger ungleichartige sein muß, ergibt sich aus Fig. 64 u. 65, obwohl hierbei nur ein Teil der Unregelmäßigkeiten der Wasserläufe und zwar nur diejenigen des Gefälles, des Längenprofils in der Vertikalebene II, des Querprofils am Anfang der Strecke und der Sinkstoffbewegung, nicht aber diejenigen zur bildlichen Darstellung gelangt sind, welche die verschiedenartige Form der übrigen Querprofile in Bezug auf deren Breiten, Tiefen und Isotachen, sowie Krümmungen des Wasserlaufs, Wechsel seiner Wassermenge und gekrümmte Gestaltung der Wasserspiegellinie im Querprofil betreffen.

Fig. 64.

Querprofil am Anfang der Wasserlaufstrecke.

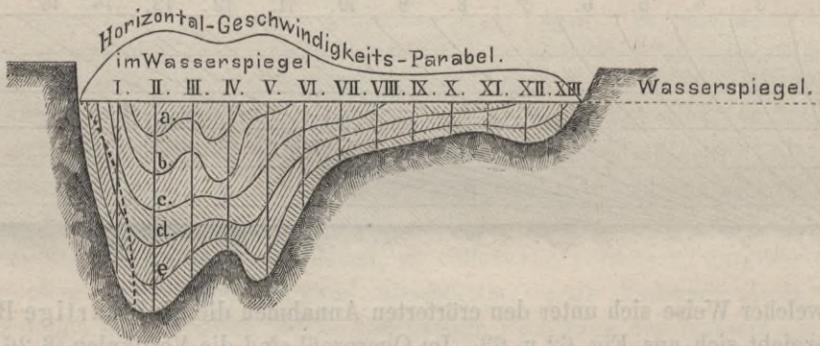
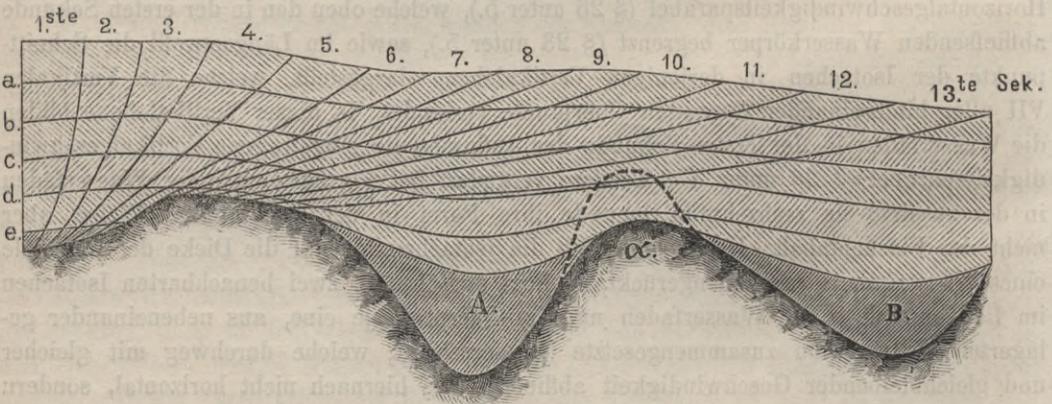


Fig. 65.

Längenprofil (Vertikale II).



In Fig. 64 sind die Vertikalen I. bis XIII., die Isotachen *a.* bis *e.* und die ebenfalls nach den Geschwindigkeiten in den obersten Messungspunkten der Vertikalen nahe unter dem Wasserspiegel konstruierte Horizontalgeschwindigkeitsparabel, in Fig. 65 die Schnittpunkte der Isotachen in derjenigen Vertikalebene, welche die Vertikalen II. sämt-

licher hintereinander liegenden Querprofile verbindet, sowie die verschiedenen Formen der Vertikalgeschwindigkeitsparabeln in der Vertikalebene während 13 Sekunden dargestellt. Die zwischen den, ebenfalls wie vor, nahe zusammenliegend gedachten Isotachen abfließenden Wasserschichten bilden schon im Querprofil am Anfang der Wasserlaufstrecke unregelmäßig gekrümmte Ebenen, die indessen ihre Form und Lage bei jeder Änderung des Flussbettes in Bezug auf Gestaltung des Quer- und Längenprofils, ganz besonders aber in Krümmungen umgestalten. Infolge dieser Änderungen wird beispielsweise die Wasserschicht zwischen den Isotachen *d.* und *e.* schon in der 4. Sekunde im Abfluss behindert, ebenso diejenige zwischen der Sohle und der Isotache *e.* In welcher Weise sich diese Wasserschichten gestalten, ist unbekannt, es muß aber hier Stau entstehen und mit ihm unvollkommener Überfall, Verstärkung der Geschwindigkeit, Vermehrung des Angriffs auf die Sohle und Abwaschung derselben, falls sie nicht genügend widerstandsfähig ist. Ebenso wechselt die Geschwindigkeit mit jedem Gefällewechsel, weil stärkeres Gefälle größere, schwächeres Gefälle kleinere Geschwindigkeit bedingt. Diese Änderung der Geschwindigkeit zeigt sich im Längenprofil bei der 3. und 4., 5. und 6. und 9. und 10. Sekunde. Endlich unterliegen auch die Wasserschichten sowohl, als deren Wasserfäden dort der Änderung, wo das Bett, wie in *A* und *B* (Fig. 65) Vertiefungen zeigt und das darin befindliche Wasser am Abfluss behindert. In wie weit dies geschieht und ob und in welchem Grade sich das Wasser daselbst in Ruhe oder in unregelmäßiger Bewegung begriffen befindet, ist noch unaufgeklärt. Schon die bisher genannten Einflüsse müssen unregelmäßiges Heben und Senken, Drücken, Dehnen und Zerreißen, Krümmen und Verschieben der einzelnen Wasserfäden, wie auch Mischen der Wassermoleküle zur Folge haben und bei jedem Wechsel ihres Grades andere Abflußbedingungen erzeugen. Hieraus folgt, daß die Geschwindigkeit des Wassers auch in ein und demselben Punkt eines Querprofils in einem unregelmäßigen, der steten Veränderung unterliegenden Wasserlaufbett keine gleichbleibende sein kann, daß sie vielmehr, je nach dem Wechsel der Abflußbedingungen, eine wechselnde, die Bewegung daher eine pulsierende sein muß. Außerdem machen sich aber auch noch andere Einflüsse geltend und zwar: Krümmungen des Bettes, welche ein Zurückwerfen der Wasserfäden von den im Anfall des Wassers belegenen Ufern bewirken; Unregelmäßigkeiten in der Gestaltung der Sohle, infolge deren die Wasserfäden in verschiedene Richtungen gedrängt, getrennt und wieder zusammengeführt werden; Wirbel¹⁰⁷⁾, welche in letzterem Falle an der Sohle, oberhalb derselben aber durch das namentlich von konkaven Ufern nach der Stromrinne gerichtete Quergefälle, wie überhaupt bei Änderung der Strömungsrichtung und der Reibung entstehen; Wechsel der Wassermenge, welcher Änderung der Geschwindigkeits-, Druck- und Reibungsverhältnisse bedingt, und endlich noch Fortbewegung der Sinkstoffe, die wesentlichste Ursache der meisten Unregelmäßigkeiten und der steten Änderungen des Bettes. So ändert beispielsweise die Fortbewegung der Sinkstoffe einer Sandbank, die Zuführung von Sinkstoffen aus Nebenflüssen zur Zeit des Hochwassers, die Ablagerung der bei Uferabbrüchen in das Bett gelangenden Bodenmassen, Verhältnisse wie sie in den punktierten Flächen am linken Ufer des Querprofils Fig. 64 und bei *a* im Längenprofil Fig. 65 angedeutet sind, die Gestaltung des Bettes und dessen Abflußbedingungen sehr häufig. Unter diesen Umständen kann sonach die Bewegung des

¹⁰⁷⁾ Möller nimmt auch Wirbel mit vertikaler Wirbelebene und fast horizontaler Axe, sowie Fortbewegung der Wasserfäden in Spiralen an, vergl. dessen Studien über die Bewegung des Wassers u. s. w. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 194, desgleichen 1890, S. 481 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.

fließenden Wassers in Wasserläufen nur eine ungleichartige, dem Grade nach von der Unregelmäßigkeit des Wasserlaufs abhängige sein. Erfahrungsmäßig ist denn auch im künstlichen Wasserlauf mit regelmäßigem Normalprofil, gerader Strecke, gleichem Gefälle und annähernd gleichbleibender Wassermenge die Bewegung erheblich weniger ungleichartig als im natürlichen Wasserlauf. Je unregelmäßiger dieser, desto ungleichartiger ist die Bewegung, wie schon die äußeren Unterschiede des Wasserspiegels im Ober-, Mittel- und Unterlaufe eines Flusses und Vergleiche dieses mit dem über Felsstrümmern und grobe Geschiebe rauschend strömenden Gebirgsbache, oder mit dem an steiler Felswand bald in tiefer Runse, bald terrassenförmig in Wasserfällen abstürzenden Wildbache überzeugend erkennen lassen.

Bei der Verschiedenartigkeit der natürlichen Wasserläufe ist die Ermittlung einer für alle Fälle zutreffenden Theorie der ungleichartigen Bewegung, wenn überhaupt möglich, jedenfalls erst dann zu erwarten, wenn vorher die nächstliegende Aufgabe der Wissenschaft gelöst sein wird, die darin besteht, das gesetzmäßige Walten der gleichartigen Bewegung des fließenden Wassers auf Grund von Beobachtungen in hydraulischen Versuchsanstalten, also in künstlichen Wasserrinnen, welche die oben erörterten Eigenschaften besitzen, festzustellen. Dann erst werden sich Mittel und Wege finden zur Übertragung der gewonnenen Ergebnisse auf natürliche Wasserläufe und zur Feststellung derjenigen Faktoren, aus denen die in jedem Einzelfalle anzuwendenden Zahlenwerte der Koeffizienten für die verschiedenen Unregelmäßigkeiten, welche bei der ungleichartigen Bewegung des Wassers in Frage treten, abzuleiten sind.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über die Bewegung des Wassers in natürlichen und künstlichen Wasserläufen ist zum Teil schon im Text angegeben.

De Saint Venant. Formules et tables nouvelles pour la solution des problèmes relatifs aux eaux courantes. Paris 1851.

Rühlmann, M. Hydromechanik. Leipzig 1857, S. 269.

Bornemann, K. R. Darcy's neue Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Röhren. Civ.-Ing. 1858, S. 118.

Theoretische Grundsätze und praktische Regeln bei der Anlage von Wasserleitungen. Allg. Bauz. 1862, S. 162.

Dupuit, J. Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes. 2. édit. Paris 1865.

Beitrag zur Theorie über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Allg. Bauz. 1866, S. 22.

Keelhoff. Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Centralbl. 1866, S. 374.

Junker. Das Gesetz der Bewegung des fließenden Wassers. Coblenz 1866. Fortsetzung 1867.

Sasse. Über die Profil-, Wassermengen- und Geschwindigkeitsgesetze in der Oder und ihre Verwendung. Civ.-Ing. 1867, S. 277.

Zu den Untersuchungen über die Bewegung des Wassers in Flüssen. Deutsche Bauz. 1867, S. 400, 408 u. 426.

Kutter, W. R. Kurzer Bericht über die neuen Theorien der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen von Darcy-Bazin und Humphreys-Abbot. Bern 1868.

Wagner, J. A. Über die Fortschritte der Hydrotechnik. Polyt. Journ. Bd. 189, S. 447; Bd. 190, S. 18.

Kutter, W. R. Über die Geschwindigkeitsformel für Gewässer. Polyt. Journ. Bd. 190, S. 265.

Hübbe. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1869, S. 659.

Sasse. Über die Profilform und die mittlere Geschwindigkeit eines im fremden Stau liegenden Stromes. Civ.-Ing. 1869, S. 87.

Untersuchungen aus dem Gebiete der Hydraulik. Deutsche Bauz. 1869, S. 3, 347, 423, 495, 545 u. 593.

Anderssohn, A. Neueste Aufschlüsse in der Hydraulik oder die mechanische Gleichgewichtsform, Verbindung und Bewegungsart des Wassers. Breslau 1870.

Niemann. Über die Bewegung des Wassers in Strömen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 145.

- Über die Bewegung des Wassers in Strömen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 165.
- Sasse. Die Parabel-Theorie in ihrer Anwendung auf die Bewegung des Wassers in der Saale und Unstrut. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 193.
- Junker. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 44 u. 122.
- Junker. Einfachere Herleitung einer bekannten Formel zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 379.
- Kutter, W. R. Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und regelmäßigen Flußstrecken. Allg. Bauz. 1870, S. 10, 44, 137, 210 u. 267. (Auch im Buchhandel erschienen: 2. Aufl., Wien 1877.)
- Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst. 3. Aufl. I. Teil. I. Bd., S. 135; II. Teil. I. Bd., S. 271. Berlin 1869 u. 1871.
- Sasse. Über die Geschwindigkeits-Formeln in Bezug auf die Bewegung des Wassers in Flüssen. Deutsche Bauz. 1871, S. 242 u. 249.
- Hagen. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit des Wassers in einem Strome. Deutsche Bauz. 1871, S. 393.
- Bazin. Des formules nouvellement proposées pour calculer le débit des canaux découverts. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 9. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 553.
- Grebenau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6.—12. November 1867. München 1873.
- Gordon, R. Fragment containing a discussion of a new formula for the flow of water in open channels. Milano 1873.
- Hydrodynamic formulae. Engng. 1873, Juli, S. 13. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 295.
- Kutter, W. R. Einfluss der Störungen der gleichförmigen Bewegung des Wassers auf die Geschwindigkeit desselben. Allg. Bauz. 1873, S. 272.
- Hagen. Mittlere Geschwindigkeit des Wassers in Strömen und Bächen. Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 68.
- Collignon, E. Cours de mécanique appliquée aux constructions. II. partie. Hydraulique. Livre III. Mouvement de l'eau dans les canaux découverts. Paris 1874.
- Kopka. Über die Bewegung des Wassers in Strömen. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1874, S. 207, 225 u. 295.
- Grashof, F. Theoretische Maschinenlehre. 1. Bd. Leipzig 1875, S. 409 u. 699.
- Debauxe, A. Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 15. fasc. Traité des eaux. 1. partie. Hydraulique. Paris 1865, S. 51.
- Gordon, R. On the theory of the flow of water in open channels. Rangoon 1875.
- Bazin. Discussion des expériences les plus récentes sur la distribution des vitesses dans un courant. Ann. des ponts et chaussées 1875, 2. Sem., S. 309.
- Weisbach, J. Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. 5. Aufl. von G. Herrmann, 1. Teil. Braunschweig 1875, S. 1105.
- Meißner, G. Die Hydraulik und die hydraulischen Motoren. I. Bd. Die Hydraulik. Jena 1878.
- Bornemann, K. R. Neuere Litteratur über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1877, S. 21.
- Higham, T. Hydraulic tables for finding the mean velocity and discharge in open channels, specially adapted to the most recent formulae. London 1877.
- Schlichting. Die Geschwindigkeits-Skala der Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 75—92.
- Harder. Theorie der Bewegung des Wassers. Hamburg 1878.
- Heinemann. Rationaltheorie der Bewegung des Wassers. Hagen 1879.
- Plenkner. Die Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen. Leipzig 1879.
- Gräve. Beobachtungen über die Bewegung des Wassers in Strömen. Civ.-Ing. XXV. Band.
- Bekaur. Ungleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen. Tijdschr. van het Konink. inst. v. ing. 1881/82, S. 85—94.
- Robert. Mittlere Geschwindigkeit des Wassers in Wasserläufen. Transact. of the Amer. soc. of civ. engin. 1882, S. 186—210.
- Lavale und Rapp. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883.
- Sasse. Bewegung des Wassers im freien Strom. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 701.
- Über die Bewegung des Wassers in Flüssen. Engineer 1884, S. 294.
- Temperatur des Wassers in verschiedenen Tiefen. Engineer 1884, S. 311.
- Verschiedene Temperatur in tiefem Wasser. Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1884, S. 73.
- Kuningham. Hydraulic experiments. Vol. I—III. Rooske, Thomason College, N. W. P. India, 1880 u. 1881 und Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen. Tijdschr. van het Konink. inst. v. ing. 1884/85, S. 145—170.

- Kutter. Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Berlin 1885.
- Kresnick. Berechnung der Wasser-, Profil- und Gefälleverhältnisse für Flüsse und Kanäle. Wien 1886.
- Opel. Das parabolische Profil, polygonal begrenzte Querprofile und Bestimmung der Stromquerschnitte im Flutgebiet. Deutsche Bauz. 1886, S. 148; 1887, S. 138; 1888, S. 231, 519, 543 u. 550.
- De Saint Venant. Berechnung der ungleichförmigen Bewegung des Wassers in Flüssen. Ann. des ponts et chaussées 1887, I. S. 148.
- Temperatur der Binnengewässer. Wochenbl. f. Bauk. 1888, S. 19.
- Kindermann. Über das Gesetz der Oberflächengefälle in Wasserläufen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 247.
- Manning. On the flow of water in open channels and pipes. Engineer 1890, S. 80.
- Mau. Über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 75.
- Möller. Über Wasserbewegung im Strome. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.
- Möller. Über den Begriff Reibung und Bewegungsgröße bei fließendem Wasser. Archiv d. Ver. z. Beförd. d. Gewerbefl. 1890, S. 231.
- Charton. Note sur une formule, permettant de calculer la vitesse d'un torrent. Genie civil 1890, XVII, S. 170.
- Scheffler. Die Hydraulik auf neuen Grundlagen. Leipzig 1891.
- Kresnick. Hydrologische Tafel zum Ablesen aller bei der Wassermengen-, Geschwindigkeits-, Gefälle- und Querprofilberechnung für Flüsse und Kanäle zu suchenden Größen. Technische Vorträge und Abhandlungen, Heft XVII, Wien 1892.
-

Die Binnengewässer.

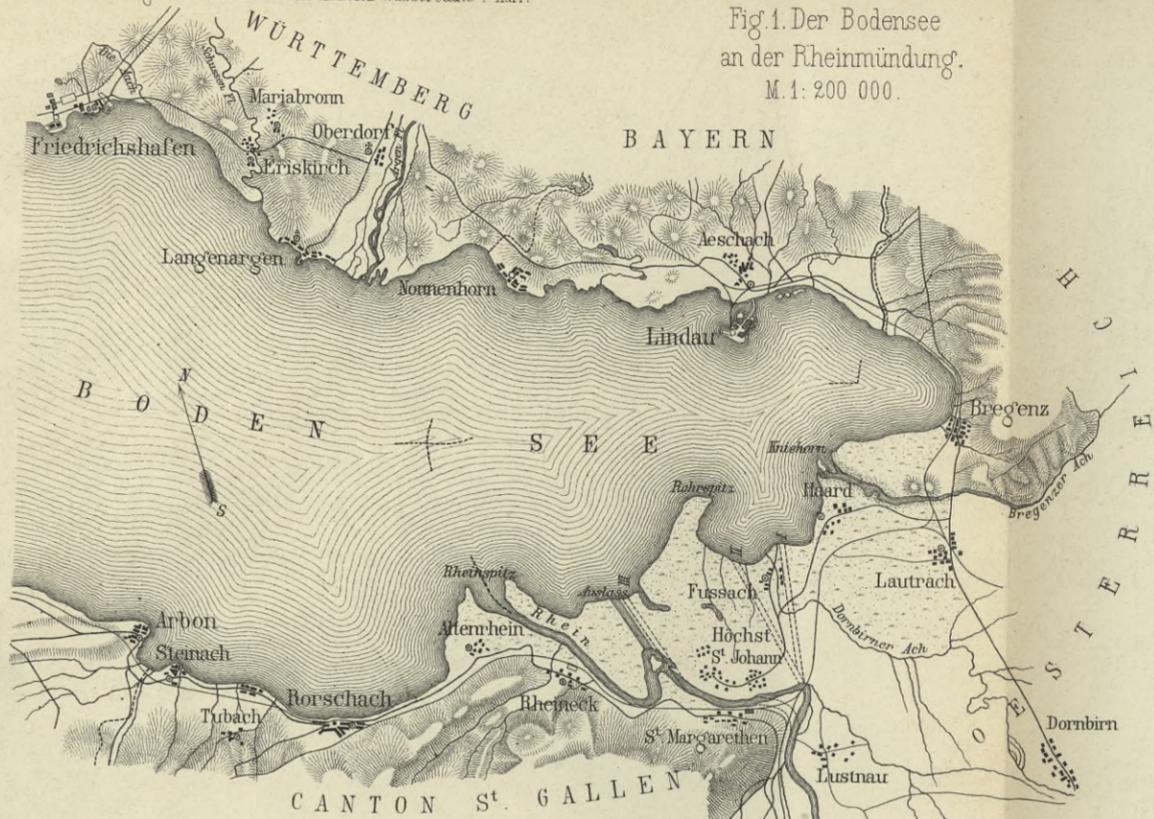


Fig. 1. Der Bodensee an der Rheinmündung. M. 1: 200 000.

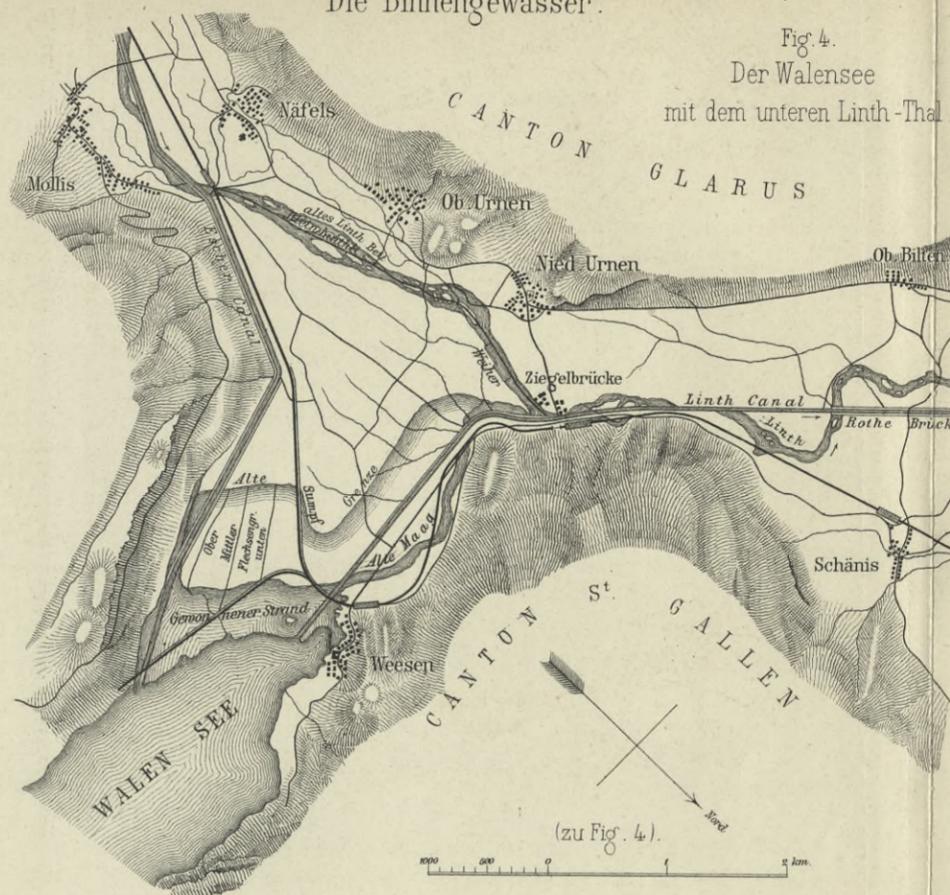


Fig. 4. Der Walensee mit dem unteren Linth-Thal.

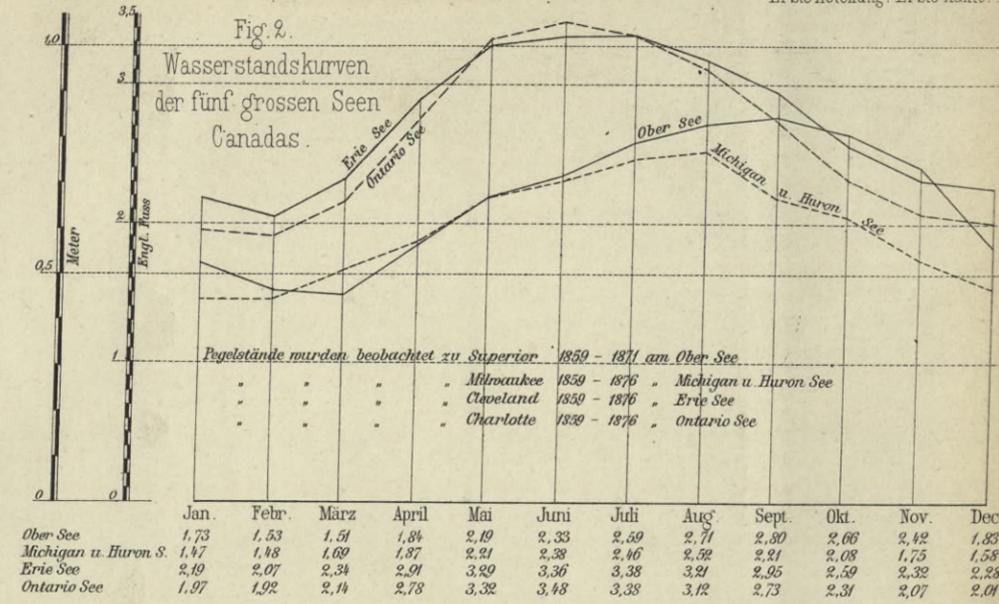


Fig. 3. Senkung des Walensees. Höhen 1: 1250 Längen 1: 200 000

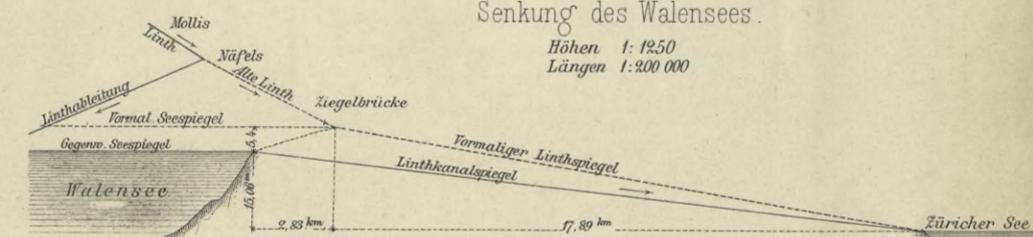


Fig. 7. Darstellung der absolut höchsten und niedrigsten, sowie der mittleren Jahreswasserstände des Bodensees am Pegel zu Constanz i. d. J. 1817 - 1876.

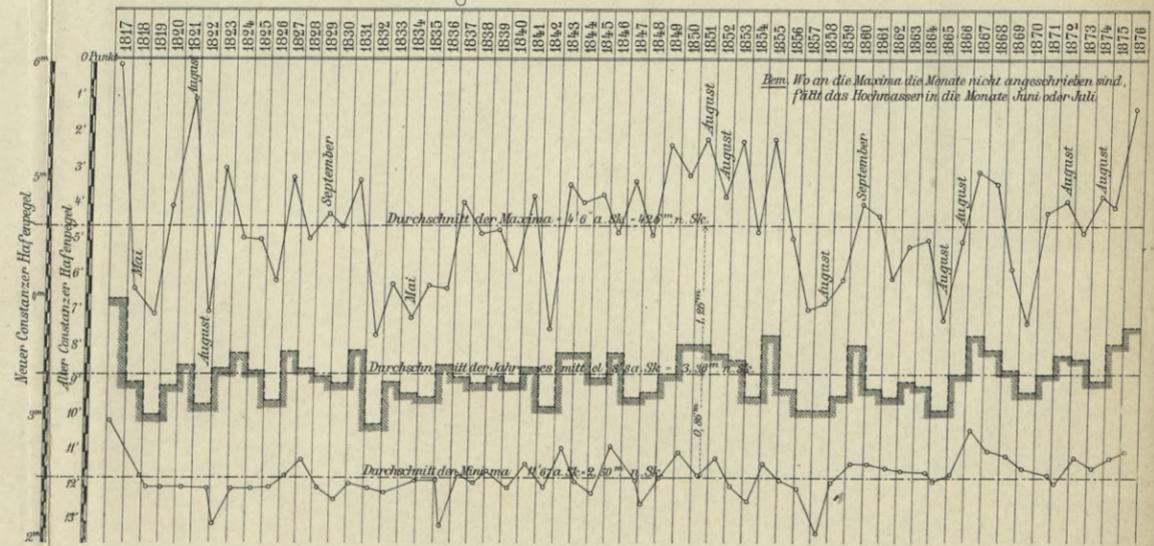
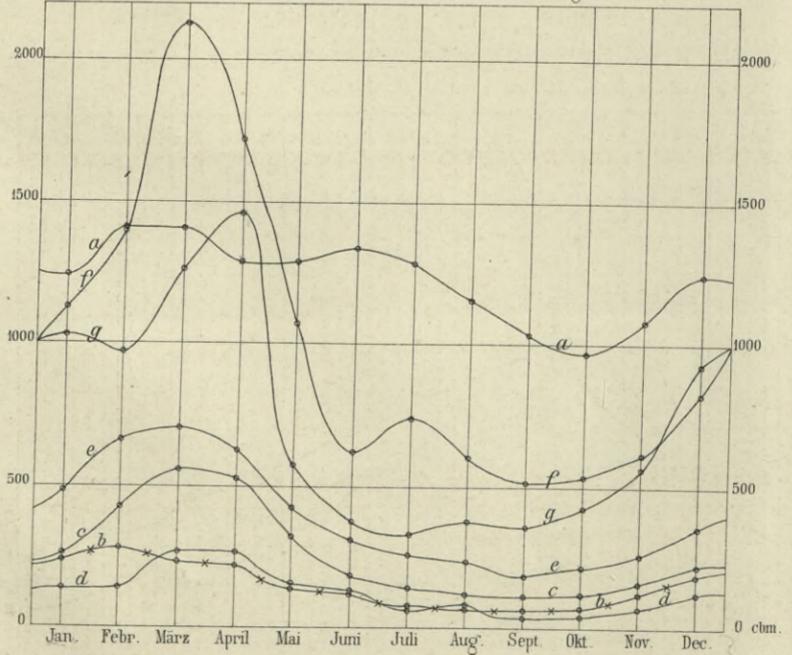
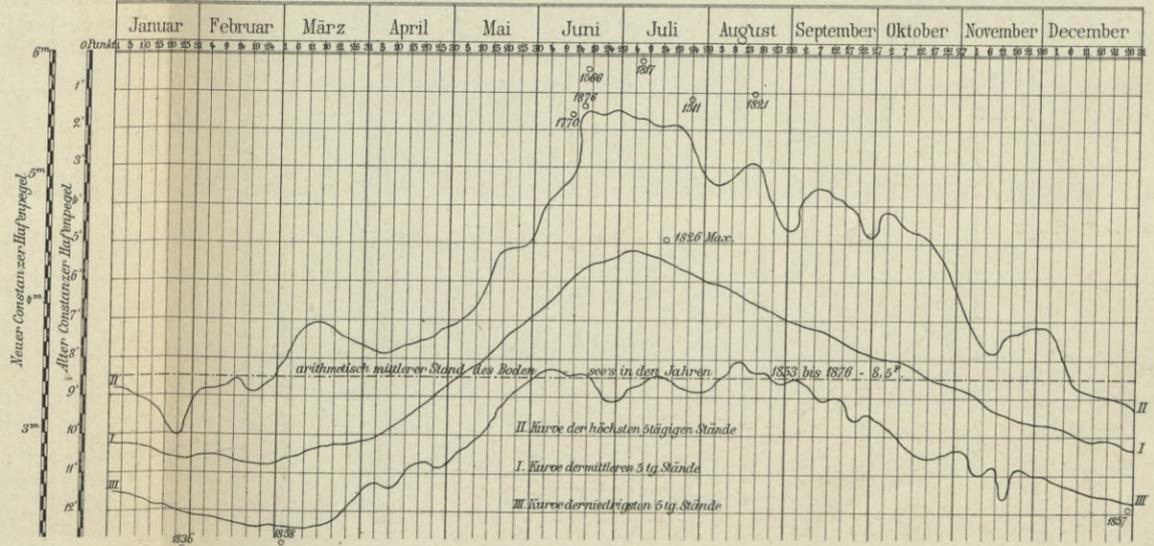


Fig. 5. Kurven der in deutschen Strömen im mittleren Durchschnitt der einzelnen Monate pro Sekunde abfliessenden Wassermengen.



(zu Fig. 5.) Abflusskurven
aa des Rhein bei Coblenz. ee der Oder unterhalb der Weiser bei Müden der Warthemündung
bb der Weiser bei Müden der Warthemündung
cc der Elbe bei Torgau ff der Weichsel bei Montauer Spitze
dd der Oder bei Steinau
gg der Memel bei Tilsit

Fig. 6. Kurven der mittleren, sowie der fünfjährigen Maximal- und Minimalwasserstände des Bodensees am Pegel zu Constanz i. d. J. 1853 - 1876.



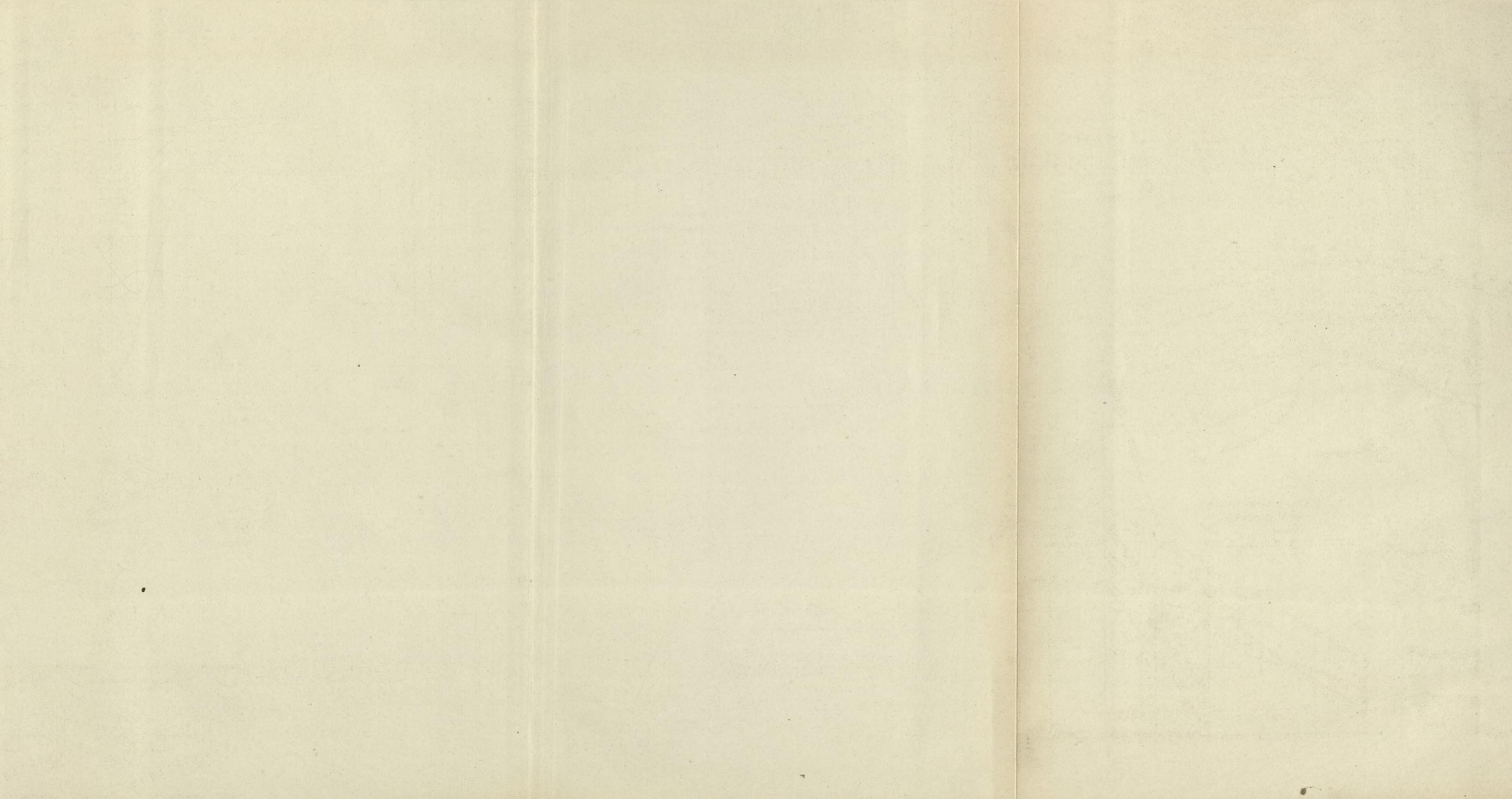


Fig. 1, 2 u. 5.
Der Donau-Holler
oberhalb Grein.
M. 1 km = 0,017 m.

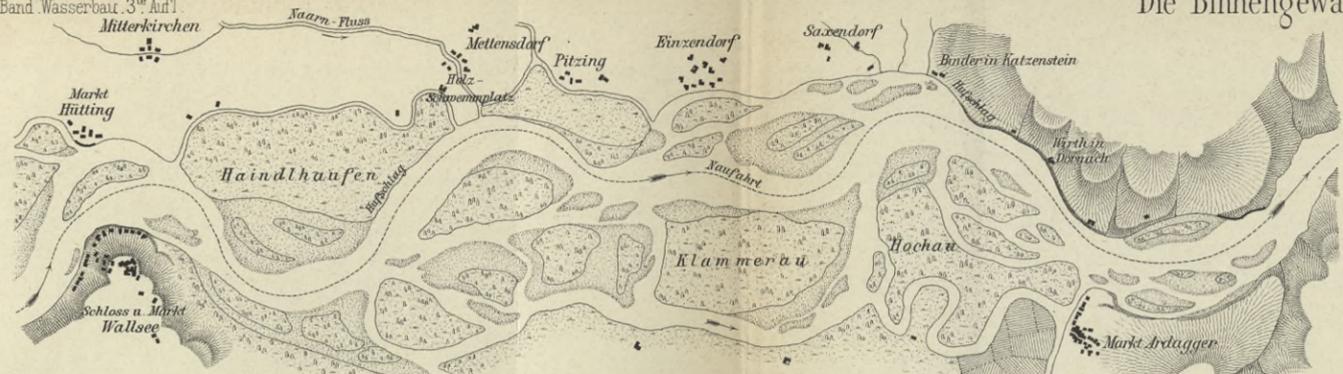


Fig. 2.
Situation
des Hollers.
i. J. 1819.

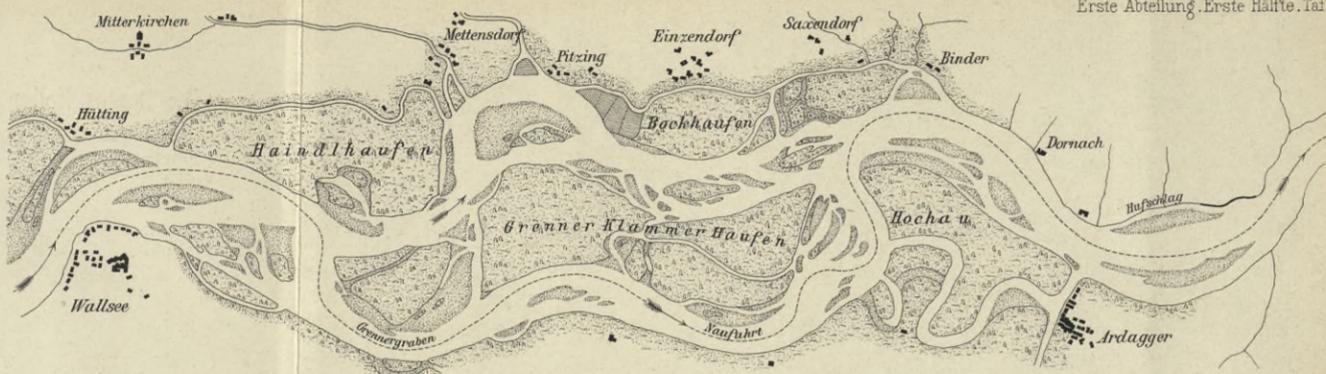


Fig. 1.
Situation des Hollers.
i. J. 1806.

Fig. 3.
Gefällverhältnisse von
Rhein, Neckar, Main, Main-Donau-Kanal
Elbe und Saale.

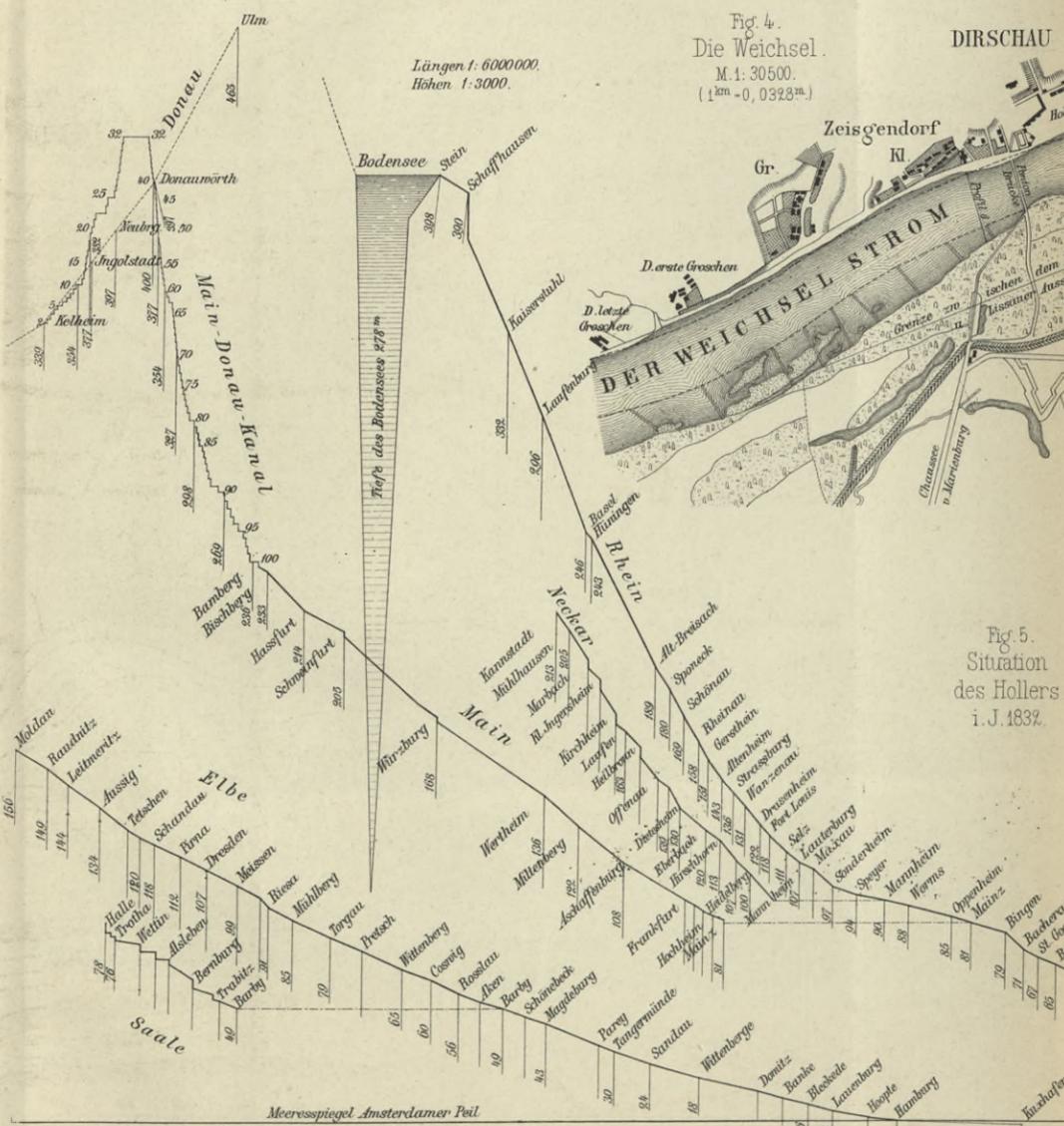


Fig. 4.
Die Weichsel.
M. 1: 30 500.
(1 km = 0,0328 m.)

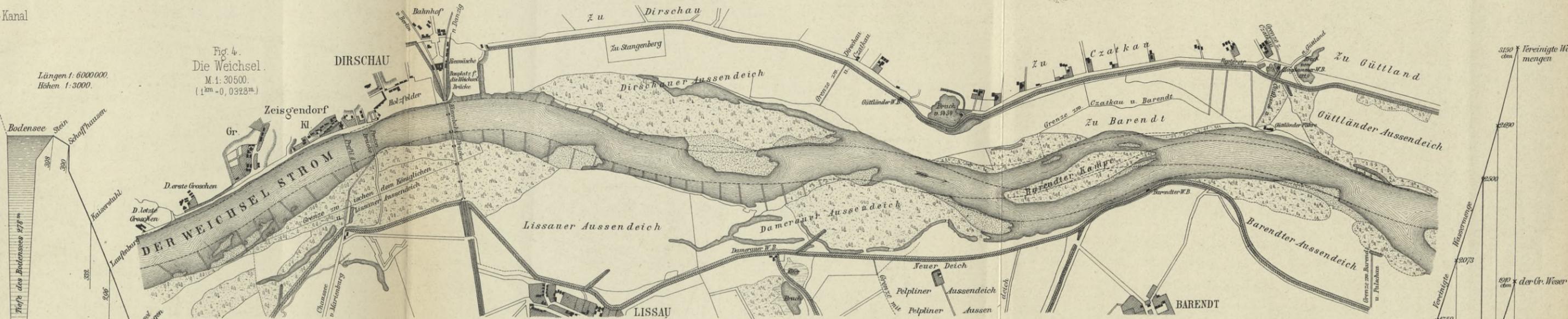


Fig. 5.
Situation
des Hollers.
i. J. 1839.

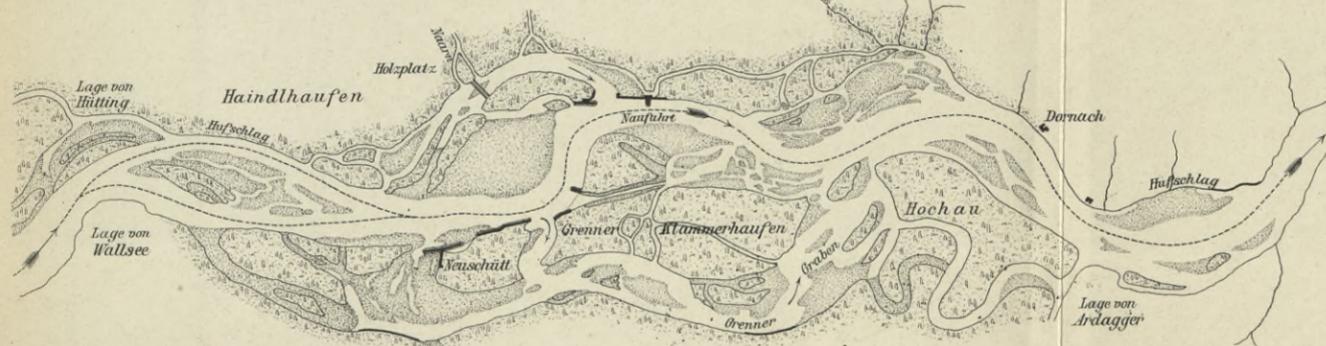


Fig. 6.
Situation der Weser
in Bremen.

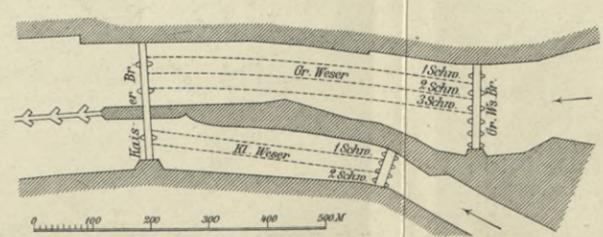
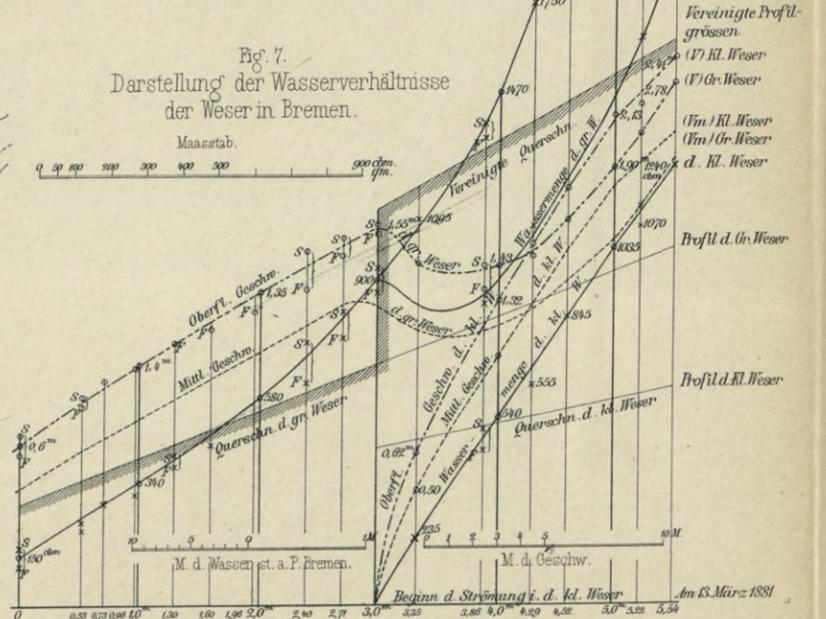
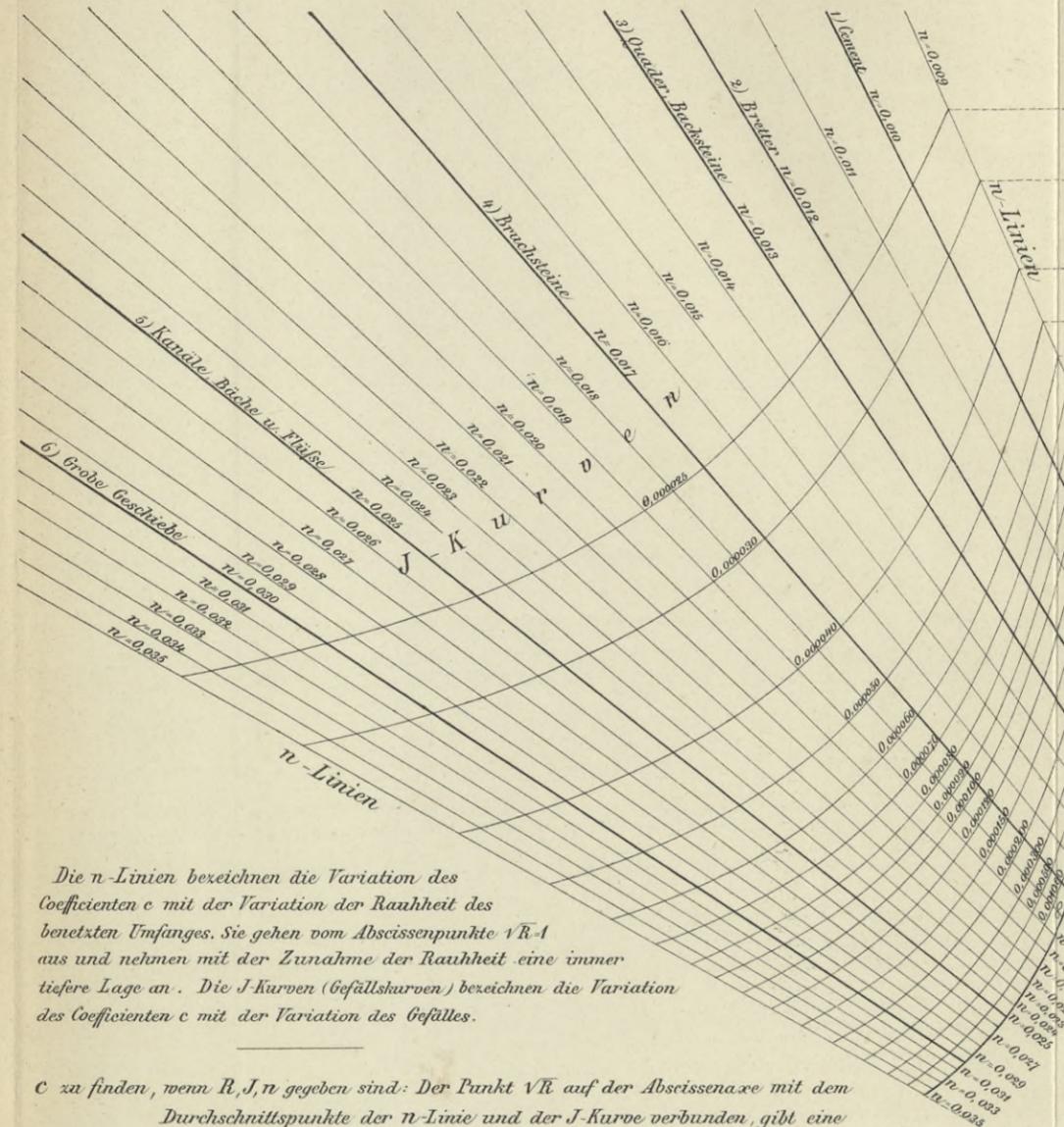


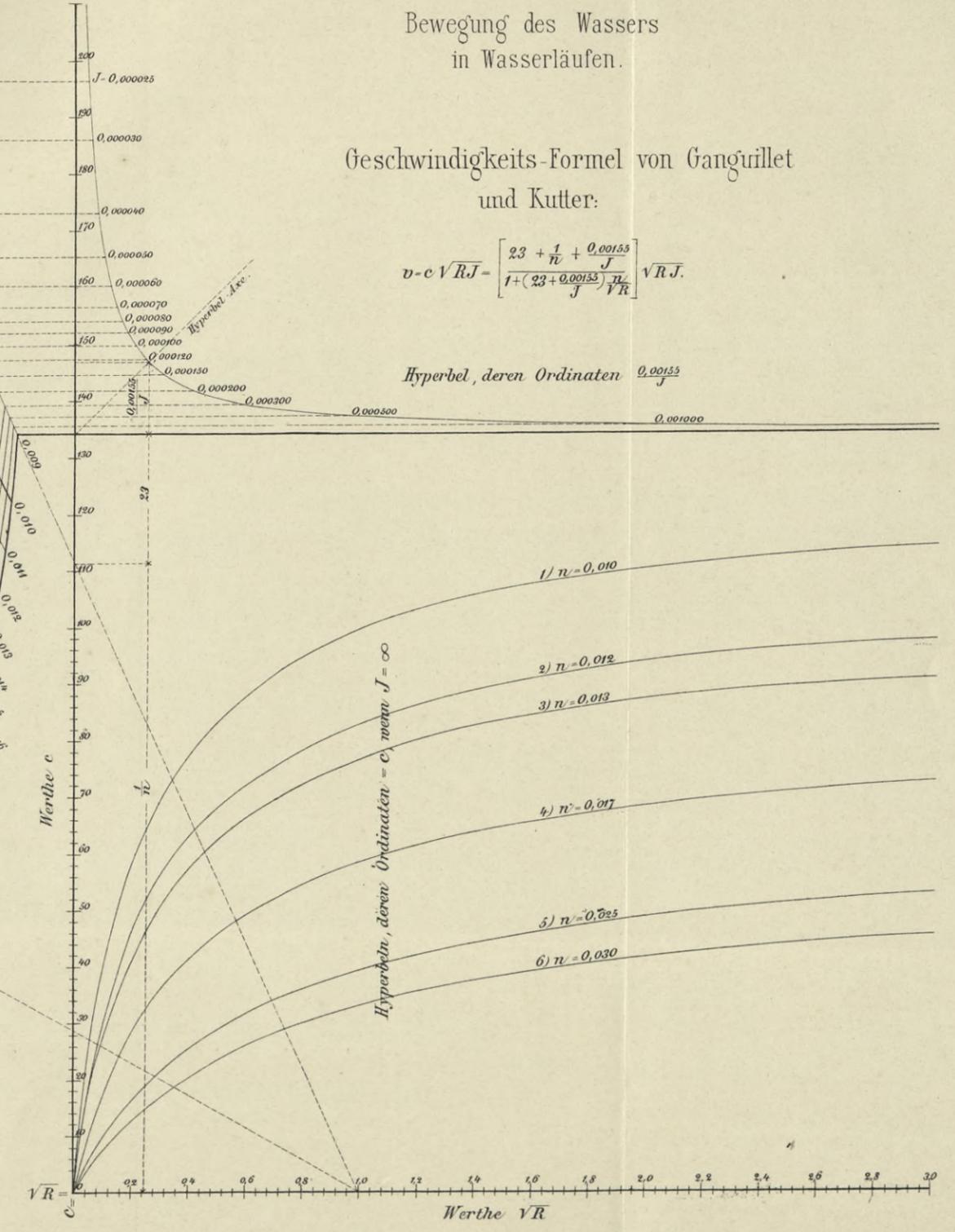
Fig. 7.
Darstellung der Wasserverhältnisse
der Weser in Bremen.





Die *n*-Linien bezeichnen die Variation des Coefficienten *c* mit der Variation der Rauheit des benetzten Umfanges. Sie gehen vom Abscissenpunkte $\sqrt{R} \cdot 1$ aus und nehmen mit der Zunahme der Rauheit eine immer tiefere Lage an. Die *J*-Kurven (Gefällskurven) bezeichnen die Variation des Coefficienten *c* mit der Variation des Gefälles.

- c* zu finden, wenn *R, J, n* gegeben sind: Der Punkt \sqrt{R} auf der Abscissenaxe mit dem Durchschnittspunkte der *n*-Linie und der *J*-Kurve verbunden, gibt eine Gerade, welche auf der Ordinatenaxe den Werth von *c* abschneidet.
- R* zu finden, wenn *c, J, n* gegeben sind: Der Durchschnittspunkt der *n*-Linie und der *J*-Kurve mit dem Punkte *c* auf der Ordinatenaxe bilden eine gerade Linie, welche, bis zur Abscissenaxe verlängert, hier den Werth \sqrt{R} angibt.
- J* zu finden, wenn *c, R, n* gegeben sind: Der Punkt \sqrt{R} auf der Abscissenaxe mit dem Punkt *c* auf der Ordinatenaxe geben eine gerade Linie, welche, bis auf die gegebene *n*-Linie verlängert, hier das Gefälle *J* abschneidet.
- n* zu finden, wenn *c, R, J* gegeben sind: Der Punkt \sqrt{R} auf der Abscissenaxe mit dem Punkt *c* auf der Ordinatenaxe bilden eine Gerade, welche, bis an die gegebene *J*-Kurve verlängert, hier *n* anzeigt.



Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

Geschwindigkeits-Formel von Ganguillet und Kutter:

$$v = c \sqrt{R J} = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \frac{0.00155}{J} \frac{n}{\sqrt{R}}} \right] \sqrt{R J}$$

Hyperbel, deren Ordinaten $\frac{0.00155}{J}$

Die Binnengewässer.
Stromkarten und Längenprofile.

Fig. 1.
Der Rheinstrom bei Cöln
i. J. 1872.

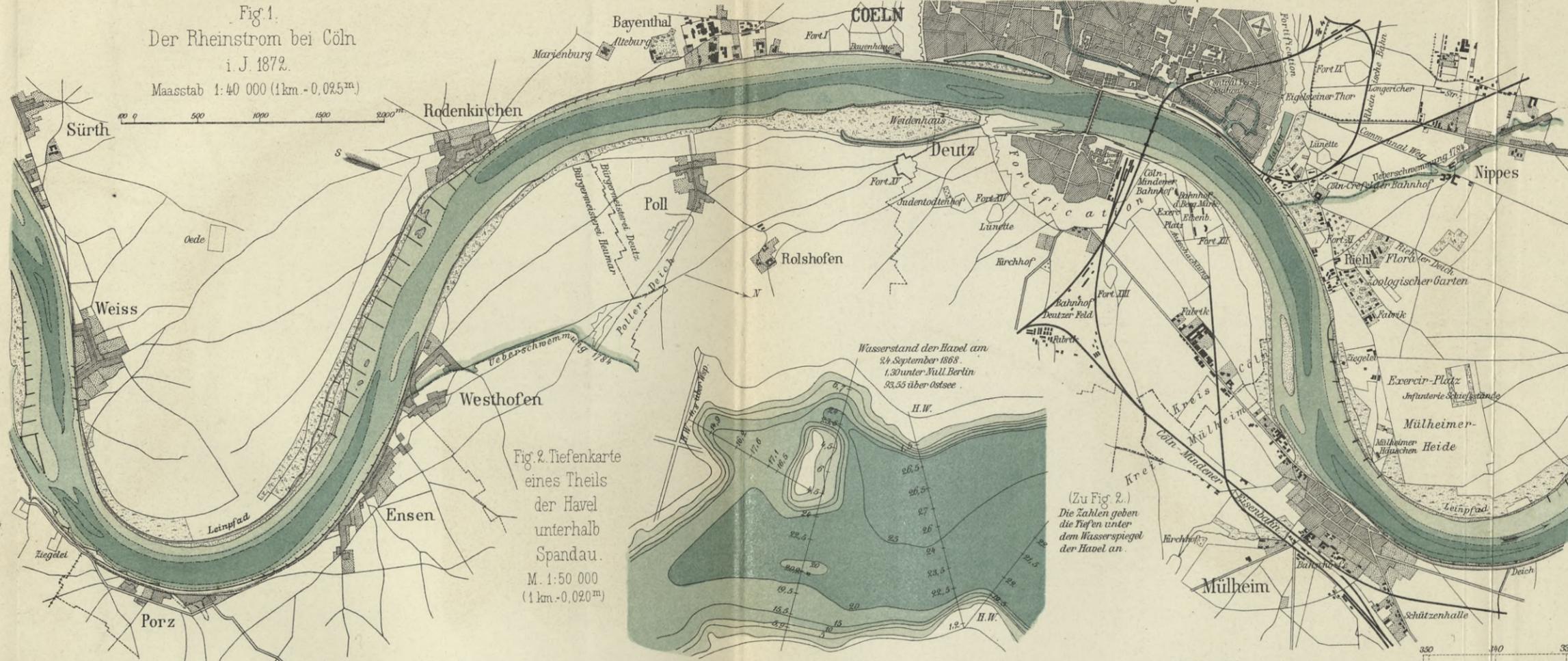
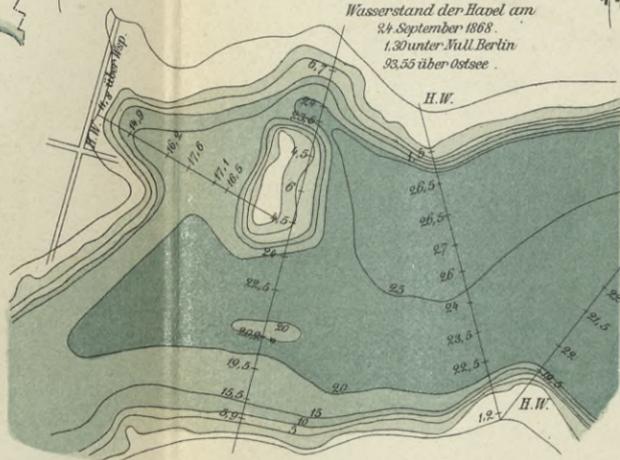


Fig. 2. Tiefenkarte
eines Theils
der Havel
unterhalb
Spandau.
M. 1:50 000
(1 km. = 0,020^m)



(Zu Fig. 2.)
Die Zahlen geben
die Tiefen unter
dem Wasserspiegel
der Havel an.

Fig. 3.
Karte und Längenprofil
der Eger bei Wárta
am 31. Aug. 1876. Vorm.

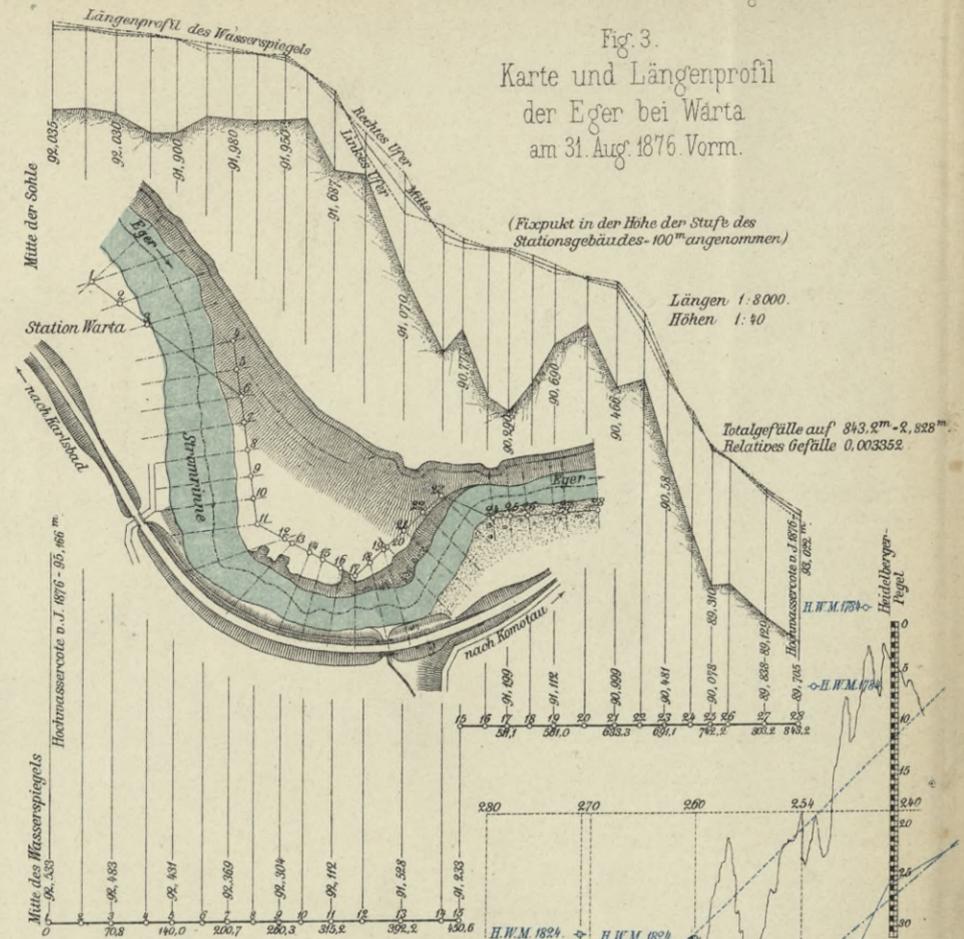


Fig. 4. Längenprofil der Weser oberhalb Bremen.

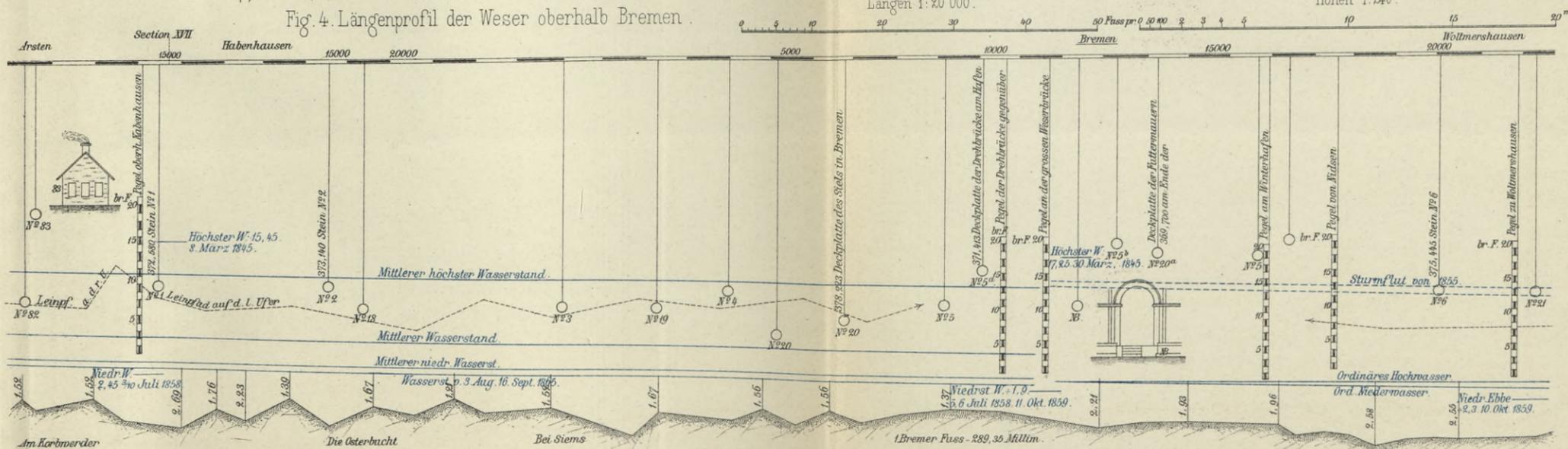
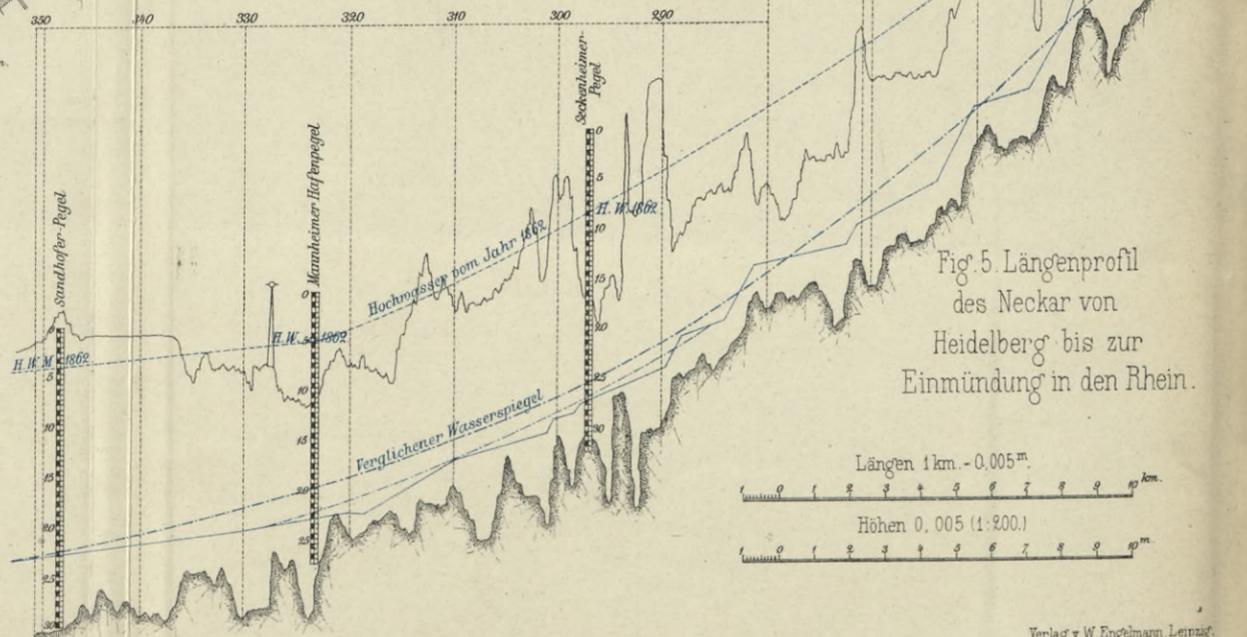
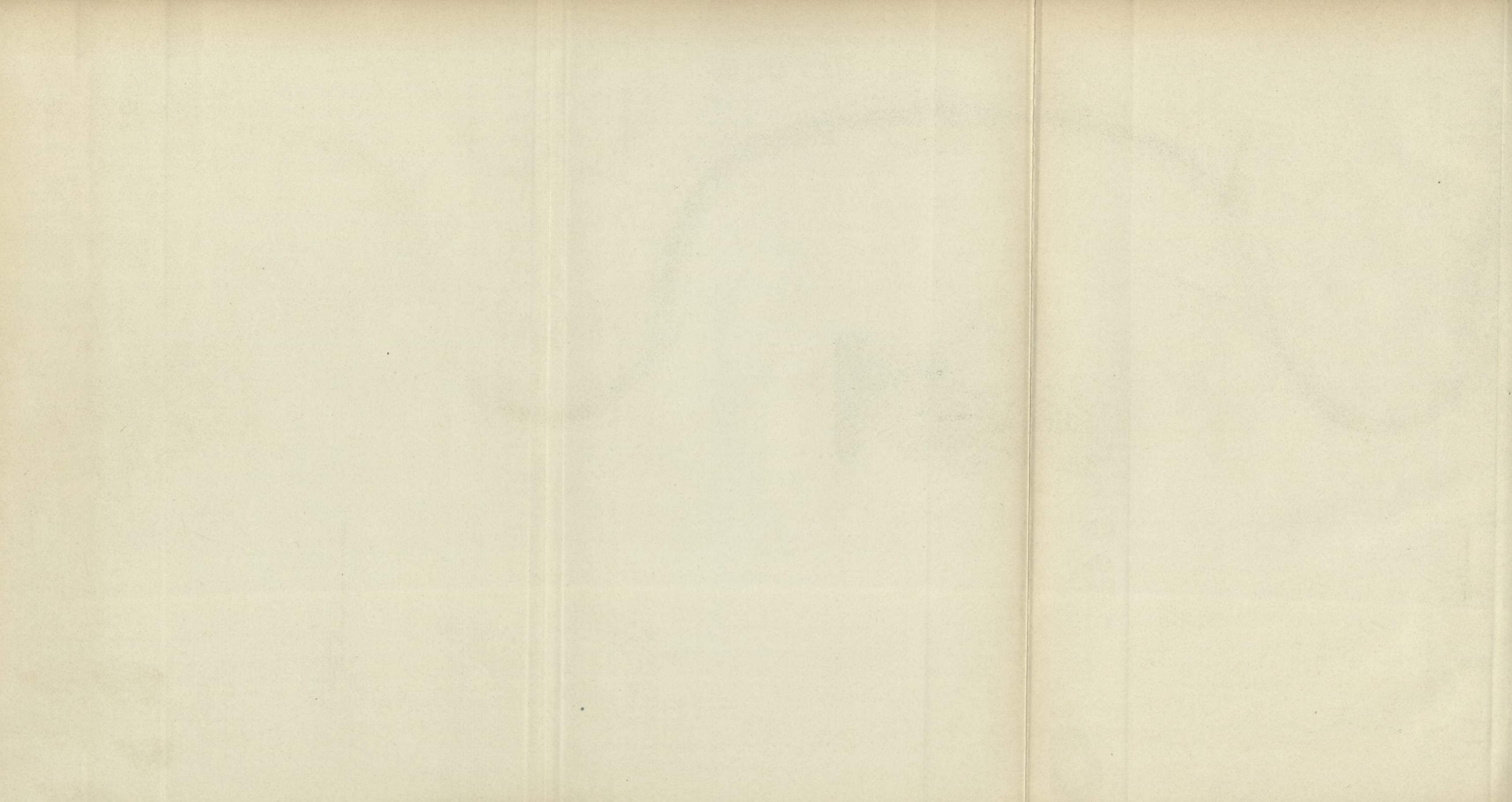
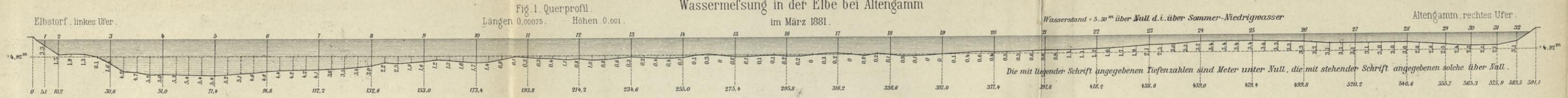


Fig. 5. Längenprofil
des Neckar von
Heidelberg bis zur
Einmündung in den Rhein.





Die Binnengewässer. Wassermessung in der Elbe bei Altengamm



Gefäll-Verhältniss $0,000152$ ($\frac{1}{6579}$).
 Profilradius $F/p = 5,297^m$. r .
 Durchschnittliche Tiefe im Profile: $t = 5,333^m$.
 Wass perimeter $p = 5,91,4^m$.

Durchgeflossene Wassermenge für die Sekunde: $Q = 3676,3^m$.
 Profilfläche $F = 3132,7^m$. Mittlere Geschwindigkeit $v = 1,17^m$.

Größte Geschwindigkeit $v = 1,67^m$.
 Größte Oberflächen-Geschwindigkeit $v_{max} = 1,67^m$.
 Größte mittlere Vertikalen-Geschwindigkeit $1,52^m$.
 Mittlere Oberflächen-Geschwindigkeit $v = 1,24^m$.

Mittlere Oberflächen-Geschwindigkeit = 1,05
 Mittlere Geschwindigkeit
 Größte Oberflächen-Geschwindigkeit = 1,43
 Mittlere Geschwindigkeit

Fig. 2. Geschwindigkeitskurven.
Längen 0,00075. Höhen 0,0075.

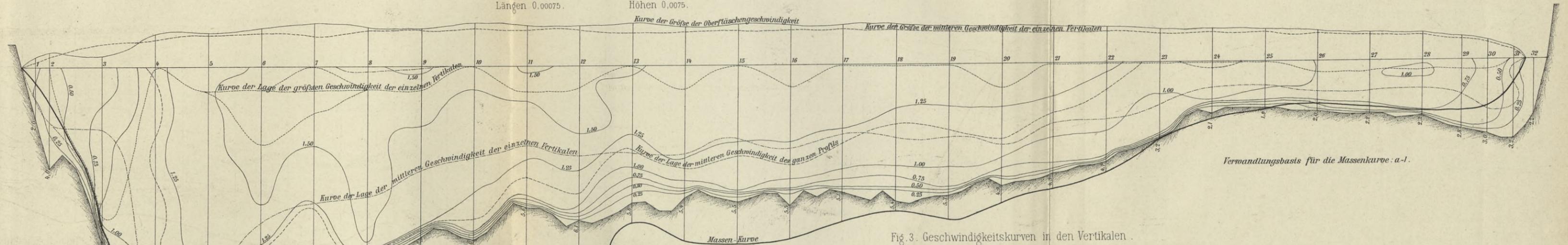
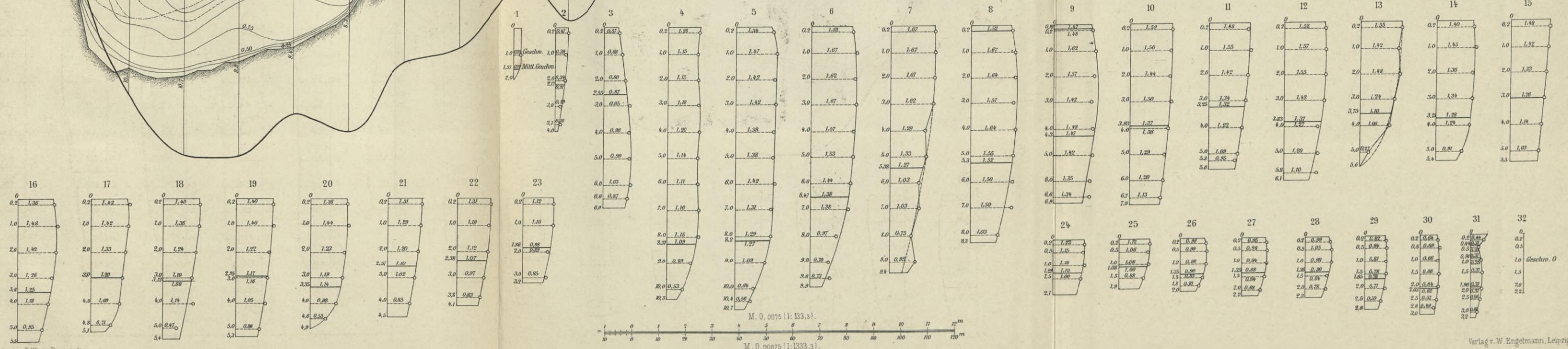


Fig. 3. Geschwindigkeitskurven in den Vertikalen.
Maßstab 0,0075 (1:133,3).



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301499