

Wiederbeleg

Deutsche Steinzeugwarenfabrik für
Canalisation und Chemische Industrie
Friedrichsfeld in Baden.

Die Berechnung

von

Abflussleitungen und Stadtkanalisationen

nach prakt. Erfahrungen und eigenen Untersuchungen

dargestellt von

Max Knauff

Stadtbauinspektor a. D. und Hochschuldozent.



— 1905 —

Nachdruck verboten.

FABRIK-BOHE BUCHDRUCKEREI, MAGDEBURG

726/a

4840845
18285744
18285760

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000325863

Die Berechnung

von

Abflussleitungen und Stadtkanalisationen

nach prakt. Erfahrungen und eigenen Untersuchungen

dargestellt von

Max Knauff

Stadtbauinspektor a. D. und Hochschuldozent.



— 1905 —

INHALT.

1-302206

I. Abzuführende Wassermengen.	Seite
1. Hauswässer	3
a) Bevölkerungsverhältnisse	3
b) Wasserverbrauch	4
c) Hauswasserabflussmengen	5
2. Regenwasser	5
a) Regenmengen	6
b) Regenabflussmengen	7
II. Leistungsfähigkeit von Röhren und Kanälen.	
3. Geschwindigkeitsformeln	8
4. Leistungsfähigkeit der Leitungen	10
5. Anwendung der Formeln und Tabellen	12
a) Sohlen- und Spiegelgefäll	14
6. Bestimmung der Füllhöhen nicht volllaufender Leitungen	14
7. Geschwindigkeitsformeln für Ueberfälle	18
a) Anwendung der Formeln	19
8. Regenauslässe	20
III. Berechnung von Leitungsnetzen.	
9. Lage der Pumpstation und der Sammler	22
10. Planbearbeitung	23
11. Bestimmung der Sammelwassermengen	23
12. Fehlerhafte Abflusskoeffizienten	27
13. Bestimmung der Spiegelgefälle und der Leitungsquerschnitte	28
14. Bestimmung der Sohlengefälle	29



I. Abzuführende Wassermengen.

1. Hauswässer.

Unter Hauswässern sind zu verstehen alle Schmutzwässer des menschlichen Haushaltes und der Gewerbe sowie die Abflusstoffe aus Spülaborten. Die Hauswassermenge hängt von der Bevölkerungsdichtigkeit und vom Wasserverbrauch ab.

a. Bevölkerungsverhältnisse.

Die gesundheitlichen Bestrebungen der Gegenwart sorgen für gute Baupolizeiordnungen (Zonenbebauung in Städten) und verhindern dadurch für die Folge nicht nur grössere Dichtigkeiten der Bevölkerung als allenfalls von 300 Einwohnern auf 1 ha bebauter Stadtfläche, sondern sie sorgen zum Vorteil der Entstehung luftiger Vorstädte und Aussenbezirke für Entlastung übervölkerter älterer Stadtteile – in Festungsstädten mit 500 bis 800 Einwohner/ha – und deren Umwandlung in mässig bewohnte Geschäftsviertel. Wenn nicht vorhandene oder zu erwartende besondere Umstände, wie Eingemeindungen, sehr grosser Zuzug wegen sich entwickelnder Industrie, zu anderen Annahmen nötigen, nehme man als Bevölkerungszahl für jedes ha der im Kanalisationsentwurf zu berücksichtigenden Flächen an

- | | |
|--|---------|
| a) bei landhausmässiger Bebauung | 150 Ew. |
| b) „ Fabrikvierteln | 150 „ |
| c) „ städtischer Bebauung in Landstädten | 200 „ |
| d) „ modernen Stadterweiterungen | 250 „ |
| e) „ dichter Bebauung im Stadtkern | 300 „ |

Solchen Annahmen gegenüber, auf die sich die zunächst auszuführende, mit dem Wachstum der Stadt erweiterungsfähige Stammanlage einer Kanalisation zu gründen hat, treten Feststellungen unter Bezugnahme auf das Jahreswachstum der Stadtbevölkerung nach Massgabe einiger

Volkszählungen zurück. Dieses Wachstum überschreitet bei deutschen Städten nur in wenigen Fällen 3% jährliche Bevölkerungszunahme und ergibt eine Verdoppelung der Bevölkerungszahl, wonach oft gefragt wird, bei

0,5% Jahreszunahme binnen 139 Jahren

1,0% " " 70 "

1,5% " " 47 "

2,0% " " 35 "

2,5% " " 28 "

3,0% " " 24 "

b. Wasserverbrauch.

Der Tageswasserverbrauch eines Stadtbewohners ist auf höchstens 50 l zu schätzen, wovon nach englischen und deutschen Feststellungen der Bedarf für alle Zwecke der Ernährung und der Wirtschaft, einschliesslich 7 l Abortspülwasser, gedeckt wird. Dieser Wasserverbrauch kann der Kanalisation kleiner Gemeinden mit einer Zukunftsbevölkerung bis zu 10 000 Köpfen ruhig zu Grunde gelegt werden, wenn Gewerbebetriebe mit besonderen Abwassermengen nicht vorhanden oder zu erwarten sind. Es kann dies um so eher geschehen, als Kanalisationsanlagen (nach dem Trennungssystem) aus praktischen Gründen Rohrweiten erhalten müssen, die das Rechnungsergebnis um 30 bis 50% übertreffen.

Für aufstrebende Städte erhöht sich der Tageswasserverbrauch und somit die Tagesabwassermenge wegen grösserer Gewöhnung an Komfort und Vorhandenseins von wasserverbrauchenden Gewerben etwa im folgenden Verhältnis:

Kleinstädte bis zu 25 000 Ew. je 60 l

Mittelstädte " " 50 000 " " 70 l

" " " 75 000 " " 80 l

Grossstädte von 100 000 " " 100 l

" über 100 000 " " 120 l

Dabei wird oft auf die Gewerbeabwassermengen grösserer Betriebe noch ein besonderer Blick zu werfen sein, da einzelne grössere Fabrikbetriebe gelegentlich eben so viel schmutziges Abwasser wie eine ganze Stadt ergeben können.

Solche Gewerbewassermengen sind dann natürlich nicht im gesamten Hauswasserverbrauch unterzubringen, sondern da in die Rechnung einzuführen, wo sie erscheinen und tatsächlich anfangen, die Leitungsquerschnitte zu beeinflussen.

c. Hauswasserabflussmengen.

Erfahrungsgemäss fliessen von der gesamten Tageswassermenge (Tagl.) schon 70 % binnen 11 Tagesstunden, je mit 5 bis 8 % Stundenabfluss, der Kanalisationsanlage zu, so dass diese auf einen mittleren Stundenabfluss von 6,4 % der Gesamtwassermenge zu berechnen ist, wobei mit Rücksicht auf das Stundenmaximum und auf unvorhergesehene (zukünftige) Zuflussmengen höchstens halbe Füllung der Leitungen vorgesehen werden muss.

Aus der Bevölkerungsdichtigkeit, der Abwassermenge und dem mittleren Stundenabfluss ergibt sich die folgende Tabelle der Abflussmengen.

Hauswassermenge von 1 ha in Sekl.

Tagl.	50	60	70	80	100	120
Ew.	Sekl.					
100	0,09	0,11	0,12	0,14	0,18	0,21
150	0,13	0,16	0,19	0,21	0,27	0,32
200	0,18	0,21	0,25	0,28	0,35	0,43
250	0,22	0,27	0,31	0,35	0,44	0,53
300	0,27	0,32	0,37	0,42	0,53	0,64
400	0,35	0,42	0,49	0,57	0,71	0,85

In dieser Tabelle sind nach Ib Gewerbewassermengen von Grossbetrieben nicht enthalten.

2. Regenwasser.

Atmosphärische Niederschläge werden mittels Regenschirm nach der Höhe bestimmt, die ihre Wassermengen auf der wagrecht gedachten Stadtfläche haben würden, wenn diese

keinen Abfluss hätte. Dabei ist klar, dass Gewalt- und Mächtigkeit des Regens von seiner Dauer abhängen. Fällt ein Regen von 4 mm Höhe, so bringt er auf 1 ha = 10 000 qm Stadtfläche im ganzen eine Wassermenge von 40 cbm = 40 000 l nieder. Dauert ein solcher Regen eine Stunde, so gelangen binnen 1 Sekunde auf 1 ha 11 l, dauert er aber nur 10 Minuten, so ist seine sekundliche Mächtigkeit 66 l, also in diesem Falle 600% grösser als im ersten Falle. Die Dauer des Regens ist also offenbar zur Bestimmung der Leitungsquerschnitte, die Regenwasser abzuführen haben, von ausschlaggebender Bedeutung.

a. Regenmengen.

Für sehr viele Orte Deutschlands kann man von den meteorologischen Hauptämtern der betreffenden Staaten nicht nur die Jahres- und Monatsniederschläge erhalten, sondern, was für Stadtkanalisationen allein massgebend ist, auch einzelne starke Regenfälle (Stadtregen) nach Regenhöhen, Dauer und Jahreszeit vermerkt. Aus den Regenfällen solcher Orte kann man auf die Regenfälle anderer nicht zu entfernter Orte schliessen, obwohl dabei sorgsam regenbringende Windrichtung, Höhenlage des Ortes, Luv- oder Leeseite der nahebefindlichen Höhenzüge zu berücksichtigen sind.

Ganz allgemein gesprochen ist für deutsche Städte ein Regen von 12 mm Höhe mit 100 Sekl. Mächtigkeit während 20 Minuten Dauer derjenige, der für die finanzielle Leistungsfähigkeit der Städte hinsichtlich des Baues grosser Regensammler noch erträglich ist, es sei denn, die Stadtfläche gestatte durchweg starke Leitungsgelände (0,005 bis 0,0025) oder es werde durch viele Sonderleitungen die Ansammlung des Regenwassers in starken Wasseradern, nach Art des Schwemmkanalisationssystems vermieden. An der Hand jener Norm prüft man die für die einzelne Stadt in Betracht zu nehmenden häufiger vorkommenden starken Regenfälle. Man wird dann nach Ausscheidung besonders mächtiger Güsse von 3 bis 10 Minuten Dauer oder solcher, die sich zu selten, alle 5 bis 15 Jahre, ereigneten, die endgültige

Auswahl unter den verbliebenen Stadtreagen von 60 bis 100 Sekl. Mächtigkeit und 30 bis 20 Minuten Dauer zu treffen haben, d. h. im allgemeinen unter den elf fett gedruckten Zahlen der Tabelle 2.

Regenmengen auf 1 ha in Sekl.

Regen- dauer in Min.	Regenhöhe in mm													
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
15	67	78	89	100	111	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	58	67	75	83	91	100	108	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	60	67	73	80	87	93	100	107	—	—	—
30	—	—	—	—	56	61	67	72	78	83	89	95	100	106

Findet man im einzelnen Falle, dass die Stadtreagen der nächsten, höchstens 30 km entfernten meteorologischen Station nicht anwendbar erscheinen, so kann man nach der vom Verfasser in seiner Abhandlung „Stadtreagen und ihre Beseitigung“ (Gesundheits-Ingenieur 1894) aufgestellten Formel

$$h_i = 0,378 + 0,0024 \cdot H$$

die häufiger zu erwartende minutliche Regenhöhe (h_i in mm) aus der Jahresregenhöhe (H in cm) finden, oder die Regenlitemengen (Sekl_r) unmittelbar aus der Umwandlung der h_i -Formel in $\text{Sekl}_r = 63 + 0,4 \cdot H$. Als Regendauer werden höchstens 30 Minuten anzunehmen sein.

Es mag hier bemerkt werden, dass die Umrechnung beobachteter Stadtreagen auf einstündige Dauer und entsprechende Regenhöhe zwecklos und sinnwidrig ist, da die so entstandenen phantastischen Güsse irriige Anschauungen hervorrufen und keiner richtig berechneten Kanalisation zu Grunde gelegt werden können.

b. Regenabflussmengen.

Die für 1 ha Stadtfläche gefundene sekundliche Regenmenge von 60 bis 100 Sekl. fließt in der gleichen Zeit nicht sofort den unterirdischen Leitungen zu, da erhebliche Anteile auf den Unebenheiten der Stadtfläche verbleiben und während des Regens und nach seinem Aufhören ver-

dunsten, oder erst nach Aufhören des Regens in die Leitungen gelangen. Auf das Versickern von Regenmengen in Stadtf lächen ist praktisch gar nicht zu rechnen. Irrig ist auch die immer noch vorkommende Voraussetzung, dass ein Drittel der Stadtregenmenge als Abflussmenge im Leitungsn etz erscheine. Die Erfahrung hat vielmehr gezeigt, dass die Abflussmenge von der Neigung und Befestigung der Stadtf lächen abhängt und gelegentlich 70% und mehr der Stadtregenmenge betragen kann.

Unter Hinweis auf die in 2a erwähnte Abhandlung mögen hier sogleich die während der Regendauer zum mindesten zu gewärtigenden prozentualischen Abflussmengen, die von den Stadtregenmengen wohl zu unterscheiden sind, angegeben werden.

a. Waldflächen	} mit Neigung zum Entwässerungsgebiet	{	2%
b. unbefestigte Flächen			10%
c. landhausmässige Bebauung			20%
d. Landstädte, Fabrikenviertel			30%
e. moderne Vorstädte und Städte			45%
f. Festungsstädte, Stadtkerne			60%

Daraus geht hervor, dass für die verschiedenen befestigten und bebauten Flächen ein und der selben Stadt verschiedene Abflussmengen in Rechnung gestellt werden müssen.

II. Leistungsfähigkeit von Röhren und Kanälen.

3. Geschwindigkeitsformeln

Formeln, die zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Abflussleitungen dienen sollen, müssen einen Reibungskoeffizienten enthalten, der die Beschaffenheit (Glätte) der Leitungswandungen berücksichtigt. Ganz zu verwerfen ist daher die vielfach noch verwendete Eytelweinsche (Brahmssche) Formel, die einen einzigen Koeffizienten für alle möglichen glatten oder rauhen Gerinne enthält. Dadurch entstehen im Vergleich mit richtigem Rechnungsergebnis Fehler in Leitungsquerschnitten bis zu 30%.

Zurzeit ist die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter die vertrauenswerteste, da ihr Reibungskoeffizient bei richtiger Wahl jedem Rauheitsgrade der Gerinne Rechnung trägt. Aus dieser Formel hat Verfasser unter anderen folgende „Formeln für städtische Leitungen“ (s. Gesundheits-Ingenieur 1887) entwickelt.

Für Steinzeugröhren

$$\text{volllaufend } v = \frac{57 \cdot d \cdot \sqrt{J}}{\sqrt{d} + 0,513} \quad 1)$$

Für Steinzeugleitungen beliebigen Querschnitts

$$v = \frac{114 \cdot R \cdot \sqrt{J}}{\sqrt{R} + 0,2565} \quad 2)$$

Für Klinker- oder Betonkanäle beliebigen Querschnitts

$$v = \frac{103,7 \cdot R \cdot \sqrt{J}}{\sqrt{R} + 0,30} \quad 3)$$

Ausserdem gilt die allgemeine Formel

$$v = \frac{Q}{F} \quad 4)$$

Für volllaufende Eikanäle ist

$$F = 4,95 \cdot r^2 \quad 5) \quad p = 7,93 \cdot r \quad 6)$$

und für volllaufende elliptische Kanäle mit dem Verhältnis der kleinen Axe b zur grossen Axe a $b : a = n$ ist

$$F = 3,14 \cdot a \cdot b \quad 7) \quad p = a \cdot u \quad 8)$$

Der Wert von u in Formel 8) hängt von n ab und ist folgender Tabelle zu entnehmen.

n	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
u	4,84	4,97	5,11	5,24	5,38	5,53	5,67

In diesen Formeln bedeutet:

v die sekundliche Abflussgeschwindigkeit in m

d die lichte Rohrweite in m

$J = \frac{h}{l}$ = das wirksame (Sohlen-) Spiegelgefäll

h den Höhenunterschied (die Druckhöhe) in m zwischen dem oberen und unteren Wasserspiegel der Leitungsstrecke

l die Länge der Leitungsstrecke in m

$R = \frac{F}{p}$ = den hydraulischen Radius

F die Querschnittsfläche der in der Leitung abfließenden Wassermenge in qm

p den vom Wasser benetzten Teil des Leitungsquerschnittes in m

Q die abgeführte sekundliche Wassermenge in cbm.

4. Leistungsfähigkeit der Leitungen.

Die folgenden vier nach den Knauff'schen Formeln berechneten Tabellen geben die sekundlichen Wassermengen in Litern für volllaufende Leitungen verschiedener Weite und verschiedener Gefälle an.

3 Leistungsfähigkeit von Steinzeugröhren in Sekl.

Rohr- weite mm	Gefäll $J =$													
	0,10	0,04	0,02	0,013	0,01	0,007	0,005	0,004	0,003	0,0025	0,002	0,0017	0,0015	0,0013
75	7,6	4,8	3,4	2,7	2,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
100	17,1	10,8	7,77	6,2	5,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
125	32	20,2	14,3	11,5	10,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
150	53	33,6	23,8	19,1	16,8	14,0	11,9	—	—	—	—	—	—	—
175	—	52	37	29	26	22	18	17	14	13	12	11	10	—
200	—	74	52	42	37	31	26	23	21	19	17	16	14	13
225	—	—	72	58	52	43	37	33	27	26	23	21	20	19
250	—	—	96	79	69	56	49	44	38	35	31	29	27	25
275	—	—	—	102	89	71	63	56	49	45	40	37	34	32
300	—	—	—	130	114	95	82	72	63	57	51	47	44	42
350	—	—	—	—	173	145	123	110	95	87	78	72	67	63
400	—	—	—	—	250	210	177	160	137	125	112	103	97	90
450	—	—	—	—	345	289	244	219	191	172	154	142	133	127
500	—	—	—	—	459	384	323	295	251	206	204	182	176	166
600	—	—	—	—	749	628	532	475	411	375	336	310	291	271
800	—	—	—	—	1628	1364	1156	1031	893	814	734	673	633	588

Die Leistungsfähigkeit von Klinker- oder Zementröhren ist 9 % geringer.

Chemische Industrie — Friedrichsfeld in Baden

Leistungsfähigkeit von eiförmigen Klinker- und Betonkanälen in Sekl.

4

Kanal- höhe m	Gefäll $J =$													
	0,005	0,003	0,0025	0,0020	0,0017	0,0014	0,0012	0,0010	0,0008	0,0007	0,0006	0,0005	0,00045	0,0004
0,60	244	189	172	154	139	129	119	109	—	—	—	—	—	—
0,75	445	347	316	283	255	236	219	200	—	—	—	—	—	—
0,90	732	571	523	466	430	388	359	328	256	275	253	—	—	—
1,00	978	758	693	619	569	514	479	435	389	363	338	—	—	—
1,10	1265	980	891	800	740	669	619	562	503	470	436	—	—	—
1,20	1596	1240	1130	1010	932	844	781	708	637	595	551	503	—	—
1,30	—	1527	1394	1250	1158	1048	970	884	790	741	688	629	—	—
1,40	—	—	1700	1530	1412	1279	1188	1082	962	900	837	761	—	—
1,50	—	—	—	1833	1692	1538	1422	1294	1159	1085	1004	916	869	820
1,60	—	—	—	—	2019	1826	1695	1548	1381	1291	1198	1095	1039	976
1,70	—	—	—	—	—	—	1994	1818	1624	1520	1410	1288	1219	1150
1,80	—	—	—	—	—	—	—	2118	1889	1770	1641	1499	1420	1339
1,90	—	—	—	—	—	—	—	—	2181	2040	1895	1729	1636	1545
2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2338	2171	1981	1879	1771

Die Leistungsfähigkeit von Eikanälen aus Steinzeug ist 17% grösser.

Leistungsfähigkeit von eiförmigen Steinzeugleitungen in Sekl.

5

Höhe in mm	Gefäll $J =$										
	0,01	0,007	0,005	0,004	0,003	0,0025	0,0020	0,0017	0,0015	0,0013	0,0012
300	61	51	43	39	33	30	27	25	24	22	21
375	113	94	80	71	62	56	50	47	44	41	39
450	185	155	131	117	102	93	83	77	72	67	64
525	282	236	200	179	155	141	126	117	109	102	98
600	406	340	287	257	223	203	182	168	157	147	140
750	743	622	525	470	407	372	332	307	288	268	257
900	1215	1017	859	769	666	607	543	502	470	439	420

Die Leistungsfähigkeit von eiförmigen Klinker- oder Betonkanälen ist 15% geringer.

Leistungsfähigkeit von elliptischen Steinzeugleitungen
in Sekl. bei $n = 0,67$.

6

Höhe in mm	Gefäll $J =$										
	0,01	0,007	0,005	0,004	0,003	0,0025	0,0020	0,0017	0,0015	0,0013	0,0012
300	64	53	45	40	35	32	28	26	25	23	22
375	117	98	83	74	64	59	52	48	45	42	41
450	194	162	137	123	106	97	87	80	75	70	67
525	295	247	209	187	162	148	132	122	114	107	102
600	424	355	300	268	232	212	190	175	164	153	147
750	774	649	549	491	425	388	347	320	300	280	268
900	1268	1061	897	803	695	634	567	524	491	458	439

Bei Benutzung der Tabellen 3) und 4) ist, sofern nur Sohlengefälle in Frage kommen, noch folgendes gelegentlich zu beachten.

Kreisförmige Röhren vom Durchmesser $2 \cdot r = d$ mögen bei dem Sohlengefäll J volllaufend die Wassermenge Q abführen. Laufen sie nur bis zur Rohrweite $1,80 \cdot r = 0,90 \cdot d$ voll, so führen sie vermöge geringerer Reibungswiderstände die grössere Wassermenge $1,09 \cdot Q$ ab, sie sind nicht ganz volllaufend, also 9% leistungsfähiger als volllaufend.

Eiförmige Kanäle von der Höhe $h = 3 \cdot r$ führen entsprechend, nur bis zur Höhe $2,79 \cdot r = 0,93 \cdot h$ gefüllt, die Wassermenge $1,06 \cdot Q$ ab, wenn Q die Wassermenge bei volllaufendem Kanal ist, sie sind nicht ganz volllaufend, also 6% leistungsfähiger als volllaufend.

Läuft eine Leitung nicht nur nicht grade voll, sondern steht sie unter Druck (ideelle Wasserspiegellinie über ihrer Scheitellinie), so ist zur Wasserfortführung nur ihr Spiegelgefäll massgebend, nicht aber ihr Sohlengefäll.

5. Anwendung der Formeln und Tabellen.

Die zweckmässige Anwendung des Vorgetragenen zeigen folgende Beispiele.

1. Beispiel.

Wie hoch muss ein Eikanal sein, der bei dem Sohlengefäll von 0,001 höchstens 1330 Sekl. abführen soll?

Der Tabelle zufolge führt ein 1,50 m hoher Eikanal volllaufend 1294 Sekl. (= Q) ab. Nicht volllaufend kann er jedoch $1,06 \cdot Q = 1,06 \cdot 1294 = 1372$ Sekl. abführen und er würde dann bis zur Höhe $0,93 \cdot 1,50 = 1,395$ m gefüllt sein. Es genügt also ein 1,50 m hoher Kanal, der nicht vollläuft, reichlich der gestellten Anforderung. Dann liegt die Wasserspiegellinie 0,105 m unter dem Kanalscheitel und ist ihm und der Kanalsohle parallel.

Hätte der Weg der Rechnung beschränkt werden müssen, so hätte man erst versuchsweise eine Kanalhöhe annehmen müssen und würde dann schliesslich auch auf einen 1,50 m hohen Eikanal gekommen sein. Für diesen ist nach Formel 5) $F = 4,59 \cdot 0,5^2 = 1,1475$ qm, $p = 7,93 \cdot 0,5 = 3,965$ m, R sonach = 0,29 und $\sqrt{R} = 0,539$, während J im vorliegenden Falle = 0,001 und $\sqrt{0,001} = 0,0316$ ist.

Sonach entsteht nach Formel 3) der Wert

$$v = \frac{103,7 \cdot 0,29 \cdot 0,0316}{0,539 + 0,30} = 1,13 \text{ m}$$

und damit nach Formel 4)

$$Q = 1,13 \cdot 1,1475 = 1,297 \text{ cbm,}$$

während die Tabelle, die z. T. interpolierte Werte enthält, 1294 l angibt. Dergleichen kleine Differenzen (bis zu 1%) sind praktisch natürlich bedeutungslos, wenn alle bei Wasserbewegungen und der Bauausführung vorkommenden Möglichkeiten bedacht werden.

2. Beispiel.

Eine 275 mm weite, 400 m lange Steinzeugleitung entwässert einen Schachtbrunnen, in dem durch fortdauernden Zufluss der Wasserspiegel 80 cm höher liegt als der Wasserspiegel des Sees, unter dem die Leitung ausmündet. Welche Wassermenge fliesst aus dem Schachtbrunnen durch die Leitung dem See zu.

Das die Wasserbewegung in dieser Leitung hervorrufende Gefäll wird durch eine „Wasserspiegellinie“ (Drucklinie) dargestellt, die am Brunnenwasserspiegel beginnt und im

Seewasserspiegel über dem Leitungsende endigt. Der Höhenunterschied h beider Wasserspiegel ist 0,80 m, die Länge der Leitung $l = 400$ m. Sonach ist das Spiegelgefäll $J = 0,002$. Setzt man diese Werte und den d -Wert in Formel 1) ein, so erhält man

$$v = \frac{57 \cdot 0,275 \cdot \sqrt{0,002}}{\sqrt{0,275} + 0,513} = 0,68 \text{ m}$$

und damit aus Formel 4)

$$Q = 0,68 \cdot 0,0593 = 0,040 \text{ cbm,}$$

d. h. 40 l, welches Ergebnis ohne weiteres der Tabelle 3 hätte entnommen werden können.

a. Sohlen- und Spiegelgefäll.

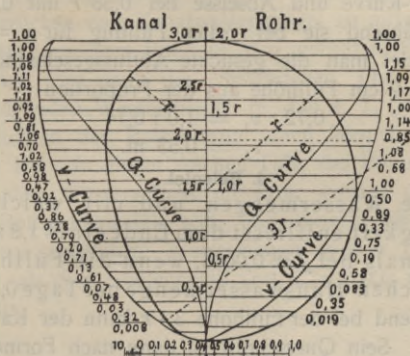
In letztberechnetem Fall erhebt sich die Spiegellinie über den Scheitel der unter Druck arbeitenden Leitung, deren Sohlengefäll für das Ergebnis also ganz nebensächlich, im vorliegenden Falle gar nicht bekannt ist. Die Leitung könnte in der Wage liegen oder gar vom See zum Schacht brunnen hin Sohlengefäll haben, – sie würde bei dem vorhandenen Spiegelgefäll dem See stets die berechnete Wassermenge zuführen. Aus diesem Beispiel geht der Unterschied zwischen Sohlen- und Spiegelgefäll deutlich hervor.

6. Bestimmung der Füllhöhen nicht volllaufender Leitungen.

Für den Fall, dass Leitungen nicht volllaufen, was z. B. bei abfließenden Hauswässern der Fall ist, tritt die Frage auf, welche Füllhöhe die in Einsteigeschächten und an Knotenpunkten zusammengeführten Leitungen haben, damit für die dort ankommenden und abziehenden Wässer gleich hoch liegende Wasserspiegel (zur Vermeidung von Rückstau) und sonach die Sohlen der Leitungen entsprechend angeordnet werden können.

Die dazu umständlichen Berechnungen vermeidet man mit Hilfe folgender Zeichnung, aus der die Verhältnisse als

Ordinaten auf lotrechter Abscissenaxe hervorgehen, in denen v_1 und q bei verschiedener Füllhöhe zu $v = 1$ und $Q = 1$ für volle Füllungen der Leitungen stehen.



In dieser Zeichnung bedeuten die auf dem Bruchstrich stehenden Zahlen Geschwindigkeitsordinaten (v , v_1), die unter dem Bruchstrich stehenden Wassermengenordinaten (Q , q).

Die Benutzung dieser Zeichnung lehren folgende Beispiele.

3. Beispiel.

Welche Füllhöhe und Abflussgeschwindigkeit finden in einem 0,30 m weiten Rohre mit 0,002 Sohlengefäll statt, wenn 9 Sekl. abfließen?

Volllaufend leitet das Rohr beim gegebenen Gefäll nach Tabelle 3=51 lab, die Q -Ordinate ist dann = 1,0 und die gesuchte Ordinatenlänge x für $q = 9$ l wird aus der Proportion gefunden

$$51 : 9 = 1,0 : x$$

$$x = 0,18.$$

Diese Ordinate zwischen der Q -Kurve und der Abscisse liegt parallel und unterhalb der Ordinate 0,19, die zur Füllhöhe $0,6 \cdot r$ gehört; sie trifft die Abscisse etwa auf $0,58 \cdot r$ Höhe und liegt in diesem Falle, wo r beim Rohrdurchmesser $0,30 = 0,15$ m ist, $0,58 \cdot 0,15 = 0,087$ m = rd . 9 cm über der Rohrsohle. Damit ist also die gesuchte Füllhöhe gefunden.

Vollfließend wird für das Rohr nach Formel 4)

$$v = Q : F = 0,051 : 0,0707 = 0,72 \text{ m}$$

Für die gefundene Füllhöhe von 9 cm ist die v_1 -Ordinate zwischen v -Kurve und Abscisse bei 0,58 r mit 0,74 abzugreifen, während sie bei voller Füllung für $v = 1,0$ ist. Sonach findet man die gesuchte Abflussgeschwindigkeit v_1 für 9 l bei 9 cm Füllhöhe aus der Proportion

$$0,72 : v_1 = 1,0 : 0,74$$

$$v_1 = 0,53 \text{ m.}$$

4. Beispiel.

Welche Wassermengen und mit welcher Geschwindigkeit entfließt dem Ende eines 1,8 m hohen Stammkanals bei $J = 0,0005$, wenn die Füllhöhe der gewöhnlichen Hauswassermenge bei Tage 0,36 m ist?

Volllaufend bei der Füllhöhe $3 \cdot r$ kann der Kanal 1499 l bewältigen. Sein Querschnitt ist dann nach Formel 5)

$$v = 4,59 \cdot 0,60^2 = 1,65 \text{ qm}$$

und nach Formel 4) wird

$$v = 1,499 : 1,65 = 0,91 \text{ m}$$

Die gegebene Füllhöhe von 0,36 m ist, ausgedrückt durch den Radius $r = 0,60$ m des Kanals,

$$x \cdot r = x \cdot 0,60 = 0,36$$

$$x = 0,60$$

Der Wasserspiegel liegt also bei 0,36 m Füllhöhe um $0,60 \cdot r$ über der Kanalsole, an welcher Stelle die q -Ordinate der Zeichnung mit 0,07 zu entnehmen ist. Nunmehr ergibt sich die zu suchende Wassermenge aus dem Verhältnis $1499 : q = 1,0 : 0,07$ oder aus $1499 \cdot 0,07$ mit $q = 105$ l und deren Abflussgeschwindigkeit, da bei $0,6 \cdot r$ Füllhöhe die v_1 -Ordinate = 0,61 ist,

$$v_1 = 0,91 \cdot 0,61 = 0,56 \text{ m.}$$

Wäre das im 3. Beispiel berechnete Rohr von 0,30 m in den 1,80 m hohen Kanal mit Berücksichtigung der beiden Füllhöhen von 9 und 36 cm einzuführen, so müssten beide Wasserspiegel mindestens in gleicher Höhe und sonach die Rohrsohle $36 - 9 = 25$ cm über der Kanalsole liegen. Sicherheitshalber wird man aber das Rohr einige cm höher anordnen, wenn dies irgend möglich ist.

Bei Füllung des 1,80 m hohen Kanals durch Regenwasser arbeitet, nebenbei bemerkt (s. auch Abschnitt II, 5a), das in ihm wie eben angegeben eingeführte 0,30 m weite Rohr unter Druck. Das Rohrspiegelgefäll muss sich sonach über dem Rohrrücken vom Kanalwasserspiegel an aufwärts heben, ehe Wasser aus dem Rohr in den gefüllten Kanal treten kann. Man wird dann die entstandenenen, über dem Rohrrücken liegenden Wasserspiegel in den z. T. gefüllten Einsteigeschächten der Rohrleitung sehen können. Selbstverständlich kann in einem solchen Falle das Rohrspiegelgefäll je nach dem Wasserzufluss im Rohr grösser oder kleiner als das Rohrsohlengefäll sein, und sonach wird auch die dem Kanal zugeführte Wassermenge grösser oder kleiner ausfallen, als dem Sohlengefäll von $J = 0,002$ mit 51 Sekl. entspricht.

5. Beispiel.

Welche Aenderungen an Kanalhöhe und Füllhöhe sind an dem eben gedachten Kanal nötig, damit er bei voller Füllung noch die 51 l des Rohres und bei Niedrigwasser noch dessen 9 l ableite?

Bei voller Füllung führt der Kanal beim Gefäll 0,0005 ab 1499 l; er soll nunmehr von der Rohreinmündung an abführen $1499 + 51 = 1550$ l. Da der Kanal bei Füllung bis zu $0,93 \cdot h$ 6% mehr Wasser als volllaufend abführt, so kann er $1499 \cdot 1,06 = 1589$ l ableiten, also noch 39 l mehr, als hier überhaupt verlangt wird.

Für die Füllhöhe von 1550 l (= q) ergibt sich als Ordinatenlänge x

$$1 : x = 1499 : 1550$$

$$x = 1,03,$$

die bei etwa $2,62 \cdot r$ auf der Abscissenaxe steht. Da hier $r = 0,6$ ist, so ist die Füllhöhe für 1550 l

$$2,62 \cdot 0,6 = 1,57 \text{ m}$$

Danach würde die Spiegellinie $1,80 - 1,57 = 0,23$ m unter dem Kanalscheitel verbleiben, wofern der Kanal nie mehr wie 1550 l abzuführen hätte.

Da bei voller Füllung $v = 0,91$ m ist, so ist bei Füllung bis zu 1,57 m für 1550 l

$$v_1 = 0,91 \cdot 1,11 = 1,01 \text{ m,}$$

denn die v_1 -Ordinate 1,11 entspricht der Zeichnung zufolge der Füllhöhe $1,57 \text{ m} = 2,62 \cdot r$.

Eine Aenderung des Kanalquerschnitts ist sonach in keiner Weise erforderlich.

Bei Niedrigwasser sollen nunmehr ausser 105 l noch 9 l abgeführt werden, sonach 114 l. Die q -Ordinate wird

$$1490 : 114 = 1 : x$$

$$x = 0,077.$$

Diese Ordinate der q -Linie steht bei etwa $0,63 \cdot r$ lotrecht auf der Abscisse, sonach ist die Füllhöhe für 114 l

$$0,63 \cdot r = 0,63 \cdot 0,6 = 0,38 \text{ m,}$$

also um 2 cm grösser, als sie für 105 l war.

Diese Füllhöhenänderung hat offenbar keinen sonderlichen Einfluss auf die Abflussverhältnisse des Kanals, da sich auch v_1 nicht nennenswert günstiger gestaltet und sich bei der abgegriffenen, der Füllhöhe $0,63 \cdot r$ entsprechenden v_1 -Ordinate 0,62 ebenfalls ergibt mit rund

$$v_1 = 0,91 \cdot 0,62 = 0,56 \text{ m}$$

7. Geschwindigkeitsformeln für Ueberfälle.

Leitungsnetze des Schwemmkanalisationssystems müssen zur Vermeidung allzugewaltigen Anschwellens von Wasseradern bei Regenfall an einzelnen Stellen nach Möglichkeit entlastet werden. Man zweigt zu dem Zweck von der zu entlastenden Stelle einen besonderen Kanal als Regenauslass ab und führt ihn auf dem kürzesten Wege einem öffentlichen Wasserlauf zu. Offenbar muss sich aber das Regen-Kanalwasser beim Regenauslass erst bis zu einer gewissen Höhe im Kanal erheben, ehe es die Schwelle erreicht, über die hinweg es in den Regenauslass treten kann. Diese Höhe wird durch die Forderung bestimmt, dass die Hauswässer mit der 3 bis 5fachen Menge Regenwasser vermischt, also verdünnt sein müssen, ehe auch ihr Einlass in einen öffentlichen Fluss mitsamt dem Regenwasser gestattet wird.

Die Breite des Ueberfalls findet man aus der Formel

$$b = \frac{0,69 \cdot \sqrt{Q}}{\sqrt[4]{h^5}} \quad 9)$$

Wenn dem ankommenden Wasser keine Geschwindigkeit in der Richtung des Ueberfalls beizulegen ist, gilt für den Ueberfall die Formel

$$v = 2,10 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{h} \quad 10)$$

Ist ihm aber eine solche Geschwindigkeit v_0 eigen, dann wird

$$v = 2,10 \cdot b (h + 0,051 \cdot v_0^2) \cdot \sqrt{h + 0,051 v_0^2} \quad 11)$$

Trifft dabei die ankommende Geschwindigkeit v_0 die Schwelle unter dem Winkel α , so ist für das nach Formel 11) gefundene v zu setzen $v \cdot \cos \alpha$.

In diesen Formeln bedeutet b die Breite des Ueberfalls, dessen seitliche Wandungen schräg zur Abflussrichtung angeordnet werden sollten, und h die Höhe der übertretenden Wasserschicht zwischen Schwellenkante und Wasserspiegel an der zu entlastenden Kanalstelle.

a. Anwendung der Formeln 9) bis 11).

6. Beispiel.

Von einem 1,50 m hohen nicht volllaufenden Sammler einer Schwemmkanalisation, der bei einem Gefäll von 0,001 1360 Sekl. mit der Spiegelordinate + 83,47 über N. N. anbringt, soll senkrecht zu seiner Abflussrichtung ein Regenauslass abgezweigt werden, der den Kanal um 700 Sekl. entlastet. Welche Schwellenbreite muss der Ueberfall erhalten und wie hoch über der Kanalsole muss die Schwellenkante liegen wenn die Hauswassermenge des Kanals, 32 Sekl., durch Regenwasser mindestens vierfach verdünnt sein soll?

Tritt der Regenauslass in Tätigkeit, so fließen im Kanal $32 + 4 \cdot 32 = 160$ l, für die die Füllhöhe zu bestimmen ist, um damit sogleich die Höhenlage der Schwellenkante über der Kanalsole zu gewinnen.

Volllaufend führt der Kanal 1294 l ab. Füllhöhenordinate x , gefunden aus $1294 : 160 = 1 : x$, ist $= 0,12$.

Die Lage dieser Ordinate bedingt der Zeichnung zufolge den Abscissenabschnitt $0,79 \cdot r$. Da r des Kanals $= 0,50$ ist, so ist die Füllhöhe

$$0,79 \cdot 0,5 = 0,40 \text{ m.}$$

Sodann ist die Füllhöhe für 1360 l zu bestimmen, um die Kanalsohlenordinate festlegen zu können. Man findet die q -Ordinate x aus $1294 : 1360 = 1 : x$ mit 1,05 und damit die Füllhöhe

$$2,55 \cdot r = 2,55 \cdot 0,5 = 1,28 \text{ m.}$$

Da der Wasserspiegel bei dem grössten Zufluss (1360 l) auf $+83,47$ liegt, so muss die Kanalsohle auf $83,47 - 1,28 = +82,19$ liegen und die Ueberlaufschwelle (Füllhöhe beim Beginn der Wirksamkeit des Ueberfalls) auf $82,19 + 0,40 = +82,59$.

Nunmehr ist h des Ueberfalls mit

$$83,47 - 82,59 = 0,88 \text{ m}$$

bekannt, womit man aus Formel 9) sofort bestimmen kann

$$b = \frac{0,69 \cdot \sqrt[4]{Q}}{\sqrt[4]{h^5}} = \frac{0,69 \cdot \sqrt[4]{0,700}}{\sqrt[4]{0,88^5}} = 0,68 \text{ m}$$

und die Ueberlaufgeschwindigkeit aus Formel 10) mit

$$v = 2,10 \cdot 0,68 \cdot 0,88 \cdot \sqrt{0,88} = 1,17 \text{ m}$$

Natürlich wird man gut tun, die berechnete Schwellenbreite sicherheitshalber zu vergrössern, schon um etwa vorkommender grösserer Ueberlaufmengen willen.

8. Regenauslässe.

Für Regenauslässe an sich gelten, nachdem sie das aus den Ueberfällen kommende Wasser aufgenommen haben, die bereits vorgeführten Berechnungsregeln.

Zunächst bestimmt man das Spiegelgefäll. Dessen unterster Punkt liegt im Scheitel des Auslasses, wenn dieser über dem Flusswasserspiegel ausmündet. Mündet der Auslass unter dem Flusswasserspiegel aus, der nach mannigfacher Erwägung für ungünstigere Hochwasserstände während der

Regenzeit (Mai bis September) zu bestimmen ist, so ist dieser der tiefste Punkt des Spiegelgefälls.

Der oberste Punkt des Spiegelgefälls des Regenauslasses liegt bei dem Kanal, den der Regenauslass entlastet, entweder tiefer als die Spiegelordinate über der Schwelle (+ 83,47 im letzten Beispiel) oder, wenn das Gefäll knapp ist, in gleicher Höhe. Im ersten Falle stürzt das Wasser zum tieferen Regenauslass hinab, für den man dann den oberen Punkt des Spiegelgefälls nach Ermessen festlegt.

Ist Mangel an Gefäll für den Regenauslass vorhanden, so bedingt dies die Wahl eines mehr in die Breite gehenden gedrückten Querschnitts für den Regenauslass. Gewöhnlich kommt man dann zum maulförmigen Querschnitt, der aus einem halbkreisförmigen Deckgewölbe vom Radius r (= 0,5 bis 1,2 m) und einer flachen Sohle vom Radius $2,0 \cdot r$ bis $3,0 \cdot r$ gebildet wird.

7. Beispiel.

Welche Abmessungen muss ein 570 m langer Maulkanal erhalten, der 0,700 Sekcbm abzuführen hat; der in einem Fluss ausmündet, dessen Sohle auf +82,00 und dessen Hochwasserstand zur Regenzeit mit +82,90 anzunehmen ist und der mit dem Kanal, den er entlastet, die Spiegelordinate +83,47 gemeinsam hat?

Man wird gut tun, das Spiegelgefäll am Flusse auf +83,0 (im Kanalscheitel über Wasser) ausmünden zu lassen. Die Druckhöhe beträgt dann $83,47 - 83,00 = 0,47$ m, so dass bei der gegebenen Kanallänge $J =$ rund 0,0008 wird.

Wählt man für den Maulkanal $r = 0,70$ m, so wird für den Halbkreis $F_1 = 0,7697$ qm, $p_1 = 2,199$ m. Beträgt der Stich s der, mit einem Radius = $2,5 \cdot r = 2,5 \cdot 0,7 = 1,75$ m gezogenen Maulkanalsohle 0,13 m und ist die Sohle selber $p_2 = 1,43$ m lang, was wie der Stich s einfach einer Zeichnung durch abgreifen zu entnehmen ist, so ist der Sohlenquerschnitt F_2 genügend genau aus der allgemeinen Formel

$$F_2 = 1,33 \cdot s \cdot r \quad (2)$$

mit $1,33 \cdot 0,13 \cdot 0,70 = 0,1213$ qm bestimmt.

Sonach ist des Maulkanals $F = F_1 + F_2 = 0,7697$
 $0,1213 = 0,8910$ qm; $p = p_1 + p_2 = 2,199 + 1,43 = 3,629$ m
 und $R = F : p = 0,8910 ; 3,629 = 0,2455$.

Nunmehr findet man mit Formel 3)

$$v = \frac{103,7 \cdot 0,2455 \cdot \sqrt{0,0008}}{\sqrt{0,2455 + 0,30}} = 0,91 \text{ m}$$

und aus $v \cdot F =$

$$Q = 0,91 \cdot 0,8911 = 0,731 \text{ cbm.}$$

Der gewählte Kanal mit $r = 0,70$ m ist also etwas zu gross, namentlich wenn man bedenkt, dass er nicht volllaufend gewiss über 760 Sekl. abführen kann, s. Abschn. 4, Schluss. Indes dürfte es in der Praxis beim Rechnungsergebnis sein Bewenden behalten.

III. Berechnung von Leitungsnetzen.

Wichtige und besondere Punkte, die bei der Berechnung von Leitungsnetzen zu beachten sind, wurden im ganzen Abschnitt II vorgeführt; ihre Einfügung in den allgemeinen Rechnungsgang und dieser selber ist nunmehr zu erörtern.

9. Lage der Pumpstation und der Sammler.

Aus den Höhen der Stadtfläche ergibt sich diejenige absolut am tiefsten gelegene Stelle des Stadtgebietes, wo das Leitungsnetz am geeignetsten ausmünden kann und wo, wenn die Wässer gehoben werden müssen, die Pumpstation (P) zu erbauen ist.

Nach dieser Stelle hin wird auf dem kürzesten Wege der längste Hauptsammler durch die Stadt geführt, der an derjenigen Stelle des Stadtgebietes beginnt, die von der Pumpstation am entferntesten ist und dabei die ungünstigste relative Tiefenlage hat.

Der Hauptsammler wird im allgemeinen das ungünstigste Gefäll haben, zumal er oft Wasserscheiden durchbrechen muss, um mit einer Pumpstation auskommen zu können. Dem Hauptsammler schliessen sich die Nebensammler und diesen die Zweigleitungen und die einzelnen Strassenleitungen an.

Derjenige Teil des Hauptsammlers, der die gesamten Stadtabwässer ohne nennenswerte eigene seitliche Zuflüsse abführen muss, wird Stammrohr oder Stammkanal genannt.

10. Planbearbeitung.

Jede einzelne Strassen- oder Leitungsstrecke wird nach Massgabe des Zusammenflusses und Fortflusses der Abwässer mit einer fortlaufenden Nummer versehen.

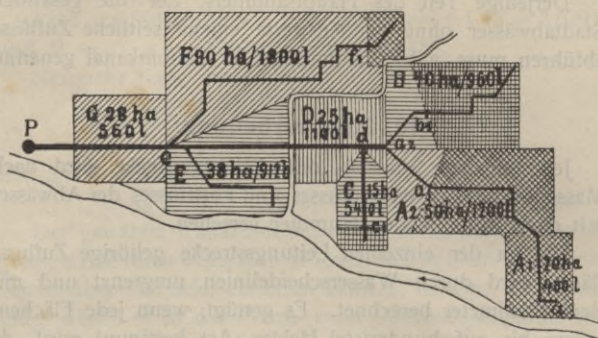
Die zu der einzelnen Leitungsstrecke gehörige Zuflussfläche wird durch Wasserscheidelinien umgrenzt und mit dem Planimeter berechnet. Es genügt, wenn jede Flächengrösse bis auf hundertstel Hektar (Ar) bestimmt wird, da die so entstehenden Fehler praktisch gering sind und sich gegenseitig ausgleichen.

Mit den Flächen werden die nach Abschnitt I bestimmten Abflussmengen für 1 ha multipliziert, wodurch die Streckenwassermengen gefunden werden, wenn nicht noch hier und da besondere Zuflüsse zu berücksichtigen sind, s. 1b und c.

Die allmälige Summierung der Einzelwassermengen zu stärkeren Wasseradern in Zweigröhren, Nebensammlern und Hauptsammlern sowie in der Stammleitung steht in Beziehung zur erwähnten Streckennumerierung und lässt ohne weiteres die Zusammengehörigkeit bestimmter Leitungsstrecken zu Sammler- oder Entwässerungsgebieten erkennen.

11. Bestimmung der Sammelwassermengen.

Die Summierung der Wassermengen ist bei einer Schwemmkanalisation nicht ohne weiteres vorzunehmen, man würde, täte man es, bald zu sehr grossen Wassermengen und unsinnig grossen Leitungsquerschnitten kommen, die niemals benutzt werden würden. Es liegt dies daran, dass die einzelnen Wasseradern – was beim einfachen Trennungssystem allerdings geschieht – nicht gleichzeitig im Hauptsammler zusammentreffen, sondern zum Teil vor einander abfliessen. Hierüber folgendes unter Bezugnahme auf das schematische Stadtbild mit 7 Entwässerungsgebieten A bis G.



Hat man den Stadtregen in einem bestimmten Fall mit 80 Sek., die Abflussmengen der Gebiete A_1 , A_2 , B bis G entsprechend mit 20, 24, 24, 36, 44, 24, 20 und 20 Sek. und die Regendauer auf 20 Minuten = 1200 Sek. festgesetzt, und nimmt man an, dass sich die Wasseradern im gefüllten Leitungsnetz mit der Durchschnittsgeschwindigkeit von 1,10 m vorwärts bewegen, so hat das am Kopfende a des Sammlers A einfließende Wasser am Ende des Regens den Weg (die »typische Leitungsstrecke«) $1200 \cdot 1,10 = 1320$ m zurückgelegt und befindet sich bei a_1 mitsamt den unterwegs hinzugekommenen Wassermengen, die der Grösse des Entwässerungsgebiets bis dahin entsprechen. Es sind dies 1288 l von 57 ha.

Fließen diese 1288 l über a_1 hinaus weiter, so treten ihnen, da der Regen aufgehört hat, keine weiteren Zuflüsse hinzu. Die Sammelstrecke $a_1 a_3$ braucht also nur den bei a_1 erforderlichen Querschnitt zu erhalten, nicht aber den, der der ganzen Sammlerfläche A von 70 ha Grösse mit 1600 l Abflussmenge entspricht.

Der Sammler B ist kürzer als die typische Strecke. Er führt also schon vor dem Ende des Regens der Stelle a_2 die gesamten 960 l seines 40 ha grossen Gebietes zu.

Bei a_2 können sich nur summieren: die von a_1 kommenden 1288 l und diejenige Wassermenge des Sammlers B , die beim Aufhören des Regens sich in ihm ebenso weit von a_2 entfernt befindet, als a_2 von a_1 . Ist $a_2 b_1 = a_2 a_1$, so sind bei b_1 672 l von 28 ha Zuflussgebiet des Sammlerteils bb_1 und es treffen bei a_2 zusammen und müssen gemeinsam in der Sammlerstrecke da_2 fortgeführt werden $1288 + 672 = 1960$ l.

Die eigenen Zuflüsse der Strecke da_2 (und ed) kommen nach Aufhören des Regens nicht in Betracht, da sie vor der von a_2 ankommenden Wassermenge herziehen.

Bei d kommt zu den 1960 l diejenige Wassermenge des Sammlers C hinzu, die beim Aufhören des Regens sich bei c_1 befand, wofern $dc_1 = da_1 = db_1$ ist. Bis c_1 haben sich vom 15 ha grossen Sammlergebiet C mit 540 l summiert 144 l von 4 ha, sie bilden bei d mit jenen 1960 l die Wassermenge 2104 l, die für die Sammlerstrecke ed der Gebiete D und E in Frage kommt.

Bei e kann der von d kommenden Wassermenge von 2104 l nur diejenige Wassermenge des Sammlers F hinzutreten, die von e ebenso weit entfernt ist, als e von a_1 . Wenn $ef_1 = ea_1$ ist, so befinden sich bei f_1 beim Regenende vom 90 ha grossen Sammlergebiet mit 1800 l nur 120 l von 6 ha.

Der Stammkanal Pe hat sonach $2104 + 120$ l = 2224 l Sammelwassermenge von 95 ha Stadtfläche abzuleiten und nicht etwa 7472 l Abwassermenge von 306 ha Gesamtfläche, von der also 5248 l (ohne die Berechnung des Hauptsammlers zu beeinflussen) vereinzelt vor den 2224 l abzogen.

Selbstverständlich ändert sich das ganze Abflussbild, wenn, wie es hier der Einfachheit halber geschah, keine willkürliche, den Abflussverhältnissen vielleicht nur ungefähre entsprechende, für alle Sammler aber gleiche Abflussgeschwindigkeit (1,10 m) gewählt wird, sondern wenn die jedem Sammler eigene Abflussgeschwindigkeit in die Rechnung eingeführt wird.

Fliessen beispielsweise die Wässer im 2000 m langen Sammler F mit $v = 0,60$ m ab, so ist zunächst die typische

Leitungsstrecke nur $1200 \text{ Sekunden} \times 0,60 \text{ m} = 720 \text{ m}$ lang. Das Ende dieser Strecke, vom Kopfende an gerechnet, befindet sich dann etwa rechts des Buchstabens l der Zahl 1800 l in der Zeichnung. Die bis hierhin entwässernde Fläche ist etwa 24 ha gross, somit ihre Abflussmenge $24 \cdot 20 = 480 \text{ l}$. Diese 480 l bestimmen den Querschnitt des Sammlers F auf $2000 - 720 = 1280 \text{ m}$ Länge bis e hin.

Aus Gebiet F können sich bei Punkt e aber nur diejenigen Wassermengen den von d ankommenden 2104 l des Hauptsammlers anschliessen, die nach Aufhören des Regens die selbe Abflusszeit hatten, die die Wassermengen im Hauptsammler hatten, um von a_1 — nach Aufhören des Regens — nach e zu gelangen. Der Weg ea_1 ist 1700 m lang, die Abflusszeit bei $v = 1,1 \text{ m}$ 1546 Sek.

Um diese 1546 Sek. auch im Sammler F bei $v = 0,6$ nach Aufhören des Regens zu gebrauchen, ist eine Sammlerlänge von $1546 \cdot 0,6 = 928 \text{ m}$ erforderlich. Am Ende des Regens waren die 480 l Regenwässer 720 m vom Kopfende entfernt und befanden sich rechts l der Zeichnung. Wenn sie nun noch 928 m zurücklegen, so befinden sie sich $720 + 928 = 1648 \text{ m}$ vom Kopfende entfernt, haben also das Ende des 2000 m langen Sammlers F bei e noch nicht erreicht. Die Wässer müssen dazu noch die Strecke von $2000 - 1648 = 352 \text{ m}$ zurücklegen und $352 : 0,6 = 59 \text{ Sek.}$ Zeit verbrauchen, — dann aber sind die 2104 l bei e schon vorbeigeflossen und die 480 l von F werden im Sammler eine etwas geringere Wassermenge antreffen, die sich übrigens berechnen lässt.

Aus praktischen Gründen wird man natürlich Zeitunterschiede bis etwa zu 3 Minuten nicht scharf in Rechnung stellen können und so würde man im eben erörterten Fall von e ab als Gesamtwassermenge des Stammkanals $2104 + 480 = 2584 \text{ l}$ annehmen, anstatt 2224 l, wie zuerst ermittelt wurde.

12. Fehlerhafte Abflusskoeffizienten.

Die soeben planvoll ermittelten Verminderungen der Summen der Abflussmengen*) werden von Kanalisationsingenieuren älterer Schulen nach einer Faustregel bestimmt: man multipliziert jede einzelne Abflussmenge mit dem, von ihrer Entwässerungsfläche F abhängigen „Verringerungskoeffizienten“ $1 : \sqrt[4]{F}$, wofür manche der Abwechslung halber $1 : \sqrt[5]{F}$ oder $1 : \sqrt[6]{F}$ setzen. Bleibt man bei dem ersten, englischen Ingenieuren entstammenden Wurzelzeichen, so wäre für den vorher betrachteten Fall die Abflussmenge des Stammkanals nur

$$7472 : (1 : \sqrt[4]{306}) = 7472 \cdot 0,24 = 1793 \text{ l}$$

und z. B. die des Sammlergebiets B nur

$$960 : (1 : \sqrt[4]{40}) = 960 \cdot 0,40 = 384 \text{ l}$$

Die Faustwurzel ergibt also offenbar grobe Fehler! Wie sich u. a. im Sammlergebiet B die tatsächliche Abflussmenge von 960 l, die sofort und überall von hunderten von Einlässen (Regenröhren, Strassen- und Hofgullies) her in das Leitungsnetz gelangt und an dessen Ausmündung bei a_3 auch erscheint, bis auf 384 l verringern sollte, ist der Faustregel nicht zu entnehmen, an sich auch undenkbar.

Dabei empfängt dieses Gebiet B – wie alle anderen auch – die Niederschlagsmenge von 80 l/ha, sonach im ganzen allein 3200 l. Dem gegenüber erscheint schon die nach Knauff in Rechnung geführte Abflussmenge von 960 l bedenklich, – wie viel mehr also die dürftigen 384 l der Faustregel, zumal auch noch mit Hinblick auf den Umstand, dass während der Regendauer Regendichtigkeiten vorzukommen pflegen, die die durchschnittliche Regenmenge und Regendichtigkeit mindestens um das 2 bis 3fache übertreffen. Ebenso unglaublich, weil noch geringfügiger als die Ergeb-

*) Siehe ausser der bereits erwähnten Abhandlung auch: Knauff, Rechnungsunterlagen der Cottbuser Kanalisation, Gesundheits-Ingenieur 1898.

nisse der alten Wurzelregel, sind die auf unrichtigen Beobachtungen und falschen Schlüssen beruhenden Angaben des Oberingenieurs Mank über Abflussverringerungen, die ebenfalls nur von den Flächen des Entwässerungsgebietes abhängen.

Es taugen eben alle diejenigen Verringerungskoeffizienten nichts, die die Dauer des Regens und die dadurch bedingte „typische Leitungsstrecke“ unberücksichtigt lassen.

13. Bestimmung der Spiegelgefälle und der Leitungsquerschnitte.

Nachdem die abzuführenden Wassermengen für jede Leitungsstrecke bestimmt sind, werden in die fertiggestellten Längenschnitte der Haupt- und Nebenstrassen die Spiegellinien eingetragen, die das Gefäll der zu entwerfenden Leitungen darstellen, und über die hinaus das rechnungsgemässe grösste Wasser niemals sich erheben soll.

Die Tiefenlage der Spiegellinie unter den Strassendämmen wird willkürlich aber mit Rücksicht auf die Forderungen, die an die Kanalisationsanlage gestellt werden, bestimmt. Sollen Kellerausgüsse oder Kellersohlen entwässert werden, so muss die Spiegellinie 2,50 bis 3,50 m unter Pflaster liegen. Sind nur Stellen in Hofhöhe zu entwässern (Aufgüsse in Hintergebäuden, frostsichere Hofklosetts), so kann die Spiegellinie 1,80 bis 2,30 m unter Pflaster angeordnet werden. Spiegellinien, die etwa nur 1,40 bis 1,80 m tief liegen, – was nur für die Regenleitungen eines Trennungssystems zulässig ist – ergeben eine zu flach liegende, den Bedürfnissen ordentlicher Grundstücksentwässerungen nicht entfernt entsprechende Kanalisation, über die man sich sofort nach ihrer Inbetriebsetzung in jeder Hinsicht ärgert.

Sind die Spiegellinien bestimmt, die stetig in einander ausmünden und übergehen müssen, wenn nicht an einer Stelle ein Absturz des Wassers einer besonders hochgelegenen Leitung mit hoch liegender Spiegellinie zur tief liegenden Sammlerleitung

stattfinden muss, so werden aus ihnen und den festgestellten Einzel- und Sammelwassermengen die entsprechenden Leitungsquerschnitte ermittelt, d. h. aus den Tabellen entnommen.

14. Bestimmung der Sohlengefälle.

Nun erst werden die Leitungen selber in die Längenschnitte eingetragen und ihrer Lage nach so bestimmt, dass die Leitungssohle mindestens um die Höhe des nötigen Wasserquerschnitts von der Spiegellinie entfernt bleibt. Dabei sind, wenn es sich um eine Schwemmkanalisation handelt, die Sohlen wieder mit Rücksicht auf die Füllhöhen für die Hauswassermengen anzuordnen; denn natürlich darf der Wasserspiegel ankommender Wassermengen in einem Knotenpunkt des Netzes nicht tiefer liegen als der der fortfließenden Wassermengen (s. Abschnitt II, 6).

Was die Sohlengefälle der Leitungen anbetrifft, so sind bestimmte Angaben hierüber, die für Hauswässer eine Abflussgeschwindigkeit von etwa 0,70 m in der Sekunde sichern sollen, müßig, denn über die Wahl der (Spiegel-) Gefälle entscheiden im wesentlichen die Gefälle der Strassenzüge: man wird danach trachten, möglichst gute Gefälle zu erzielen, aber man wird schlechte Gefälle, denen durch Spülbetrieb (selbsttätige Spülheber) zu begegnen ist, auch oft in Kauf nehmen müssen. Ungemein starke Gefälle, wie etwa 0,01 bei Röhren und 0,005 bei Kanälen, vermeidet man wegen zu raschen Abfließens der Hauswassermengen, die dann ihre Schwimm- und Sinkstoffe in den Leitungen um so eher liegen lassen.

Einen Anhalt in dieser Angelegenheit mag folgende Tabelle gewähren, aus der die Sohlengefälle hervorgehen, wenn

- a. bei $0,2 \cdot r$ oder $0,5 \cdot r$ Füllhöhe von Röhrenleitungen die Abflussgeschwindigkeit $v = 0,70$ m ist, und
- b. bei $0,6 \cdot r$ Füllhöhe von Eikanälen $v = 0,60$ m ist, — welche Abflussgeschwindigkeiten (v) zur sogenannten Selbstreinigung der Leitungen einigermaßen genügen.

Wünschenswerte Mindestgefälle von Strassenleitungen für Hauswasser.

7

Füllhöhen	Rohrweiten in mm								
	200	225	250	275	300	350	400	450	500
0,3 · r	0,016	0,013	0,011	0,010	0,0095	0,0070	0,0057	0,0050	0,0040
0,5 · r	,0033	0,0028	0,0024	0,0022	0,0019	0,0015	0,00124	0,00104	0,0009

Füllhöhe	Kanalhöhe in m							
	0,6	0,75	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
0,6 · r	0,0028	0,0020	0,0017	0,0014	0,0012	0,00107	0,00095	0,00087

Füllhöhe	Kanalhöhe in m					
	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
0,6 · r	0,00078	0,00071	0,00066	0,00061	0,00057	0,00053

Einen wirklich praktischen Wert hat diese Tabelle aber nicht, weil man zu sehr von den tatsächlich vorliegenden örtlichen Verhältnissen des **Kanalisationsgebiets** abhängig ist.



10900

Wissenschaftliche Reise nach Ostindien
des Herrn

Dr. G. R. Forster
am 1. März 1775
Auf dem Wege von Batavia nach
Sourabaya

Am 1. März 1775
wurde ich von Batavia
nach Sourabaya
auf dem Wege
auf dem Wege

Am 2. März 1775
wurde ich von Sourabaya
nach Surabaya
auf dem Wege
auf dem Wege

1775

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-302206

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000325863