



# **Die Städtereinigung**

**Büsing, F. W.**

**Stuttgart, 1897**

5. Kap. Abflussmengen

---

[urn:nbn:de:hbz:466:1-83772](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-83772)

- a) zur Sättigung der oberen Bodenschicht,
- b) zur Herstellung desjenigen Gefälles, welches zur Erreichung des Beharrungszustandes im Abfluß notwendig ist.

Beide Verluste hängen von der Beschaffenheit der Oberfläche und der Wegelänge des Wassers ab, und stehen auch unter sich in einer gewissen Beziehung. Je rauher die Oberfläche und je weniger Gefälle dieselbe hat, um so höher wird der erforderliche Anteil und ferner je länger der bis zum nächsten Einlaß zurückzulegende Weg ist. — Zahlenmäßige Angaben hierzu sind bei dem großen Wechsel der Zustände nicht vorhanden.

## 5. Kapitel.

### Abflussmengen.

§ 128. Trockenabfluß. Ueber die Fabrik- und Hauswassermengen, welche von einer unterirdischen Entwässerungsanlage aufzunehmen sind, siehe die betreffenden Angaben Kap. 1 und 2. Die Menge dieser Wasser pflegt wohl als Trockenabfluß bezeichnet zu werden, um anzudeuten, daß derselben kein Regenwasser beigegeben ist. Der Trockenabfluß ist von wesentlicher Bedeutung für die Profilform der Kanäle, während der Regenabfluß für die Profilgröße der Kanäle bestimmend ist.

Ein ungefähres Bild von dem, als gleichmäßig über den ganzen Tag verteilt gedachten, Trockenabfluß kann da leicht gewonnen werden, wo maschinelle Förderung der Schmutzwasser stattfindet. Bringt man von der bekannten, auf den Kopf und Tag berechneten Fördermenge der Pumpen die gleichfalls auf den Kopf und Tag berechnete Reinwasserzuführung in Abzug, so hat man dasjenige Mehr pro Tag und Kopf der Stadtbewohnerschaft, welches an Regenwasser u. s. w. gefördert ist, und in der Reinwassermenge den Trockenabfluß.

In Berlin sind nach 10jährigem Durchschnitt die betreffenden Zahlen folgende: Tägliche Pumpenförderung pro Kopf 104 l, Reinwassermenge 66 l, mithin Regenwasserförderung 38 l. Das Bild ist jedoch, weil einerseits neben den von den Wasserwerken zugeführten 66 l Reinwasser sehr bedeutende Wassermengen aus Privatbrunnen gefördert worden, nicht scharf. Der Trockenabfluß wird wesentlich größer sein. (Vergl. auch die Angaben über Kondensationswasser-Ableitungen S. 148).

In Edinburg, mit einer besonders reichlichen Wasserversorgung (etwa 200 l pro Kopf und Tag), beträgt der Trockenabfluß, wenn die Stadt als Ganzes aufgefaßt wird, 326 l pro Kopf und Tag, wenn man dagegen nach einzelnen Bezirken, entsprechend den Verschiedenheiten der Bevölkerung, sondert, 288 l, 305 l und 349 l; er ist also (und ähnlich wohl in Berlin) reichlich das Anderthalbfache der aus der öffentlichen Wasserleitung zugeführten Wassermenge.

In London beobachtete man bei einer täglichen Wasserzuführung von 136 l den Trockenabfluß von 163 l pro Kopf und Tag. Wo irgend welche gewerbliche Thätigkeit besteht wird man nach diesen Zahlen auf einen nicht unbedeutend über die, durch die Wasserversorgung zugeführte Reinwassermenge hinausgehenden Trockenabfluß zu rechnen haben.

Je näher man den Eingüßstellen der Hauswasser kommt, je größere Wechsel finden statt. Diese Wechsel beziehen sich nicht nur auf die Menge, sondern auch auf die Beschaffenheit der Kanalwasser. Durchschnittswerte beiderlei Art können



also nur an dem Trockenabfluß in den untersten Teilen eines Kanalnetzes gewonnen werden, wo wenigstens die von der Oertlichkeit abhängigen Wechsel der Menge und Beschaffenheit der Kanalwasser ausgeglichen sind, die von der Zeit abhängigen Wechsel nur noch in gewissem Maße bestehen. Zahlenangaben, was die Wechsel in der Beschaffenheit des Trockenabflusses anbetrifft, sind S. 163 ff. mitgeteilt. Zahlenangaben für die Wechsel in den Mengen des Trockenabflusses folgen nachstehend.

Für 14 große Londoner Kanäle wurden folgende Wechsel in Trockenabfluß mit den Tagesstunden ermittelt:

Zeit	Abfluß der Tagesmenge	Zeit	Abfluß der Tagesmenge
12— 1 nachts	2,30 %	12— 1 nachmittags	6,43 %
1— 2 "	2,15	1— 2 "	5,92
2— 3 "	2,07	2— 3 "	5,59
3— 4 "	2,01	3— 4 "	5,80
4— 5 "	1,98	4— 5 "	5,87
5— 6 "	2,07	5— 6 "	5,27
6— 7 vormittags	2,68	6— 7 abends	4,56
7— 8 "	4,30	7— 8 "	4,07
8— 9 "	5,51	8— 9 "	3,57
9— 10 "	6,16	9— 10 "	3,11
10— 11 "	6,56	10— 11 "	2,79
11— 12 "	6,64	11— 12 "	2,59

Die Zahlen schließen sich der Beobachtung, daß in den Stunden des höchsten Wasserverbrauchs der Abfluß etwa das Anderthalbfache des durchschnittlichen beträgt, sehr gut an; als sehr hoch und auf ein spätes, reichliches Nachtleben hinweisend muß der Verbrauch während der Nachtstunden bezeichnet werden.

An zwei der Berliner Pumpstationen: für Radialsystem V im Nordosten gelegen und viele gewerbliche Betriebe enthaltend, bzw. für Radialsystem VII im Westen gelegen, das von gewerblichen Betrieben nur wenig, vielmehr vorzugsweise Wohnungen besser situierter Bevölkerungsklassen enthält, ergab sich folgender Trockenabflußwechsel, gleichfalls in Prozenten der Tagesmenge angegeben:

Zeit	Radialsystem		Zeit	Radialsystem	
	V	VII		V	VII
12— 1 nachts	2,4 %	3,3 %	12— 1 nachmittags	5,5 %	5,7 %
1— 2 "	2,3	3,3	1— 2 "	5,3	6,9
2— 3 "	2,2	3,8	2— 3 "	5,4	6,2
3— 4 "	2,1	3,0	3— 4 "	5,5	5,4
4— 5 "	2,2	3,2	4— 5 "	5,6	5,0
5— 6 "	2,2	2,8	5— 6 "	6,0	4,1
6— 7 vormittags	2,4	2,3	6— 7 abends	5,8	4,5
7— 8 "	4,5	3,4	7— 8 "	5,7	3,8
8— 9 "	5,4	4,4	8— 9 "	5,1	3,6
9— 10 "	5,6	5,1	9— 10 "	2,7	3,1
10— 11 "	5,6	4,8	10— 11 "	2,7	3,5
11— 12 "	5,4	5,1	11— 12 "	2,5	3,6



Man erkennt hier den Einfluß, den die Berufsthätigkeit der Bewohnerschaft auf den Wechsel des Trockenabflusses übt, deutlich. Es tritt eine merkliche Verschiebung in den Zeiten des größeren Abflusses und besonders der Maxima des Abflusses ein. Weniger bedeutend ist der Unterschied in den Wechseln des Trockenabflusses, da in beiden Bezirken das Minimum, das Mittel und das Maximum etwa in denselben Verhältnissen 1:2:3 zu einander stehen, Zahlen, welche für die Einrichtung des Pumpwerks ausschlaggebend sind.

Im übrigen verteilt sich der Abfluß um so gleichförmiger auf die Tagesstunden, je größere Ausdehnung das Kanalnetz oder das Entwässerungsgebiet hat. Wo letztere gering ist, wird man Reservoirs von einiger Größe, (Pumpenstümpfe) einschalten müssen. Die Größe des Berliner Radialsystems V ist 777 ha, die des Radialsystems VII 329 ha; zu letzterer Gebietsgröße treten indessen noch einige Gebietsteile von Nachbargemeinden hinzu.

§ 129. Die Beständigkeit des Trockenabflusses wird gestört, sobald Regenwasser in die Kanäle eintritt. Die Menge des Kanalwassers nimmt bis zu einem gewissen Zeitpunkte, der über das Maximum der Regendichte hinausfällt, zu, um von da an wieder bis auf den Trockenabfluß zurückzugehen. Hand in Hand mit der Zunahme werden die Kanalwasser mehr und mehr verdünnt, bis mit dem Maximum des Abflusses zugleich ein Minimum der Verunreinigung erreicht ist. Von nun an nimmt die Verunreinigung wieder zu, bis der normale Zustand des Trockenabflusses abermals erreicht ist.

Der geschilderte Wechsel in der Beschaffenheit, welchem Kanalwasser bei Regenfällen unterworfen sind, wird indes nicht nur dadurch hervorgerufen und geregelt, daß während des Regenwasserzuflusses das Verhältnis zwischen der Menge von Haus- und Regenwasser sich ändert, sondern auch durch Wechsel in der Beschaffenheit des Regenwassers selbst. Das im Anfang zutretende Regenwasser wird, weil es die an der Oberfläche von Straßen, Höfen, Dächern u. s. w. befindlichen Schmutzmengen mit sich führt, stärker verunreinigt sein, als das später zufließende, das keine solchen Unreinigkeiten mehr mitbringt. Es ändert sich daher die Beschaffenheit des Kanalwassers bei einem Regenfall nicht in einfachem Verhältnis mit der Zunahme der Regenwassermenge, sondern in einem höheren, und es findet in dieser Thatsache die Konstruktion von Regenüberfällen und Notauslässen ihre Rechtfertigung, die man kaum irgendwo für Kanalisationsanlagen entbehren kann, wo das Straßenwasser in die Kanäle aufgenommen wird.

Ohne auf die Besprechung der Regenüberfälle an dieser Stelle näher einzugehen, sei nur erwähnt, daß man dieselben so einrichtet, daß sie erst in Wirksamkeit treten, nachdem ein bestimmter Verdünnungszustand der Kanalwasser erreicht, d. h. nachdem das Verhältnis  $\frac{\text{Trockenabfluß} + \text{Regenwasser}}{\text{Trockenabfluß}}$  einen bestimmten, gewollten Grad angenommen hat. Nimmt dann weiterhin die Regenwassermenge noch zu, so wird jenes Verhältnis kleiner.

Es ersieht sich, daß angenähert auch der Quotient  $\frac{F}{f}$  dasselbe ist, wenn  $f$  die Füllung des Kanals beim Trockenabfluß und  $F$  die Füllung bei Trockenabfluß + Regenwasser bezeichnet. Da aber bei der Füllung  $F$  in der Regel nicht nur der Wasserquerschnitt, sondern auch die Wassergeschwindigkeit größer sein wird, als bei der Füllung  $f$ , so wird das Verhältnis  $\frac{F}{f}$  größer sein als das Verhältnis  $\frac{\text{Trockenabfluß} + \text{Regenwasser}}{\text{Trockenabfluß}}$ .



§ 130. Einlauf von Regenwasser in die Kanäle setzt voraus, daß der Regenfall einen gewissen unteren Wert überschreitet; doch ist dieser Wert mit mancherlei Umständen wechselnd. Dieselbe kleine Regenhöhe, einmal auf chaussierte oder schlecht gepflasterte Straße, ein andermal auf wasserdicht gepflasterte oder Asphaltstraße fallend, mag den Kanälen entweder die Regenwassermenge Null oder auch einen nicht unbeträchtlich darüber hinausgehenden Betrag zuführen. Derselbe oder ein ähnlich großer Unterschied kann sich ergeben, wenn entweder jene Regenhöhe einmal auf schlecht gereinigte oder wagrechte (bezw. schwach geneigte) Flächen fällt und ein andermal auf sauber gehaltene Flächen, bezw. solche mit starker Neigung. Ebenso kann es sich verhalten, wenn einmal jener Regen sich auf einen längeren Zeitraum verteilt und er ein andermal innerhalb weniger Minuten niedergeht. Es wird endlich ein etwaiger Unterschied in den zu den Zeiten des Regenfalls bestehenden Sättigungsdefizits der Luft und der Bodenfeuchtigkeit, sowie ein Unterschied in der Flächengröße des Abflußgeländes sich geltend machen; letzterer Faktor ist, wie weiterhin nachgewiesen wird, unter allen der wichtigste.

Sehr geringe Regenfälle, die unter einer gewissen Höhe bleiben, vielleicht unter 1 mm, werden auch unter sehr günstigen Abflußverhältnissen kaum Beiträge zu den Kanalwassern liefern, höchstens von sogen. harten Dachflächen mit starker Neigung, weil hier die Zeit bis zur Aufnahme in den Kanal so kurz ist, daß die von der Zeit abhängenden mindernden Faktoren einen merklichen Einfluß nicht zu äußern vermögen. Unter besonders ungünstigen Abflußverhältnissen mögen sogar 2 mm Regenhöhe keinen Anteil für die Kanalwasser ergeben. Daraus folgt zunächst, daß die Kanäle überall viel weniger oft Regenwasser aufzunehmen haben als Regenfälle stattfinden. Es ist daher von Wichtigkeit, nicht nur die Regenmengen, sondern auch die Verteilung derselben auf das Jahr näher zu kennen, weil darin die Kenntnis der Zahl derjenigen Regenfälle enthalten ist, von welchen Spülwirkungen und Beeinflussungen des Luftwechsels in den Kanälen erwartet werden können.

Nimmt man etwa 2 mm als untere Grenze derjenigen Regenhöhe an, von welcher Beiträge zu den Kanalwassern geliefert werden, so kann man beispielsweise bei einer Verteilung der Regenmengen, wie auf S. 175 für Berlin angegeben ist, folgern, daß im Jahre nur etwa 60—70 Tage mit Niederschlägen stattfinden, an welchen die Kanäle Regenwasser aufzunehmen haben; durchschnittlich würde dies also jeder 5.—6. Tag sein, und es würde von dem Jahresbedarf der Spülwassermenge auch nur etwa dieser Anteil in den Regenwassermengen zur Verfügung stehen. In Wirklichkeit ist das Bild noch ungünstiger, werden die Kanäle noch seltener Spülwasser aus den Niederschlägen erhalten, weil unter jenen auch die Schneefälle einbegriffen sind, die einen Beitrag viel weniger oft liefern, als sie stattfinden. Im übrigen ist hier auf die S. 176, 177 gemachten Mitteilungen über die Dauer von Regen- und Trockenperioden zu verweisen.

§ 131. Bei dem Mangel an näherer Kenntnis über die Abzüge an den Regenwassermengen, die durch Verdunstung, Versickerung u. s. w. eintreten, sind genaue Angaben über Abflußmengen nur durch direkte Messung zu gewinnen. Bei den großen Schwierigkeiten der Ausführung ist es erklärlich, daß solche Messungen bisher nur sehr selten ausgeführt worden sind. Die frühesten Arbeiten dieser Art fanden, soviel bekannt, in London statt.

Bei einem Regenfall von mittlerer Schwere, welcher in 105 Minuten 22,9 mm Regenhöhe, also sekundlich 0,00363 mm oder 36,3 l Wasser pro ha ergab, wurde in vier großen Straßenkanälen mit reichlichen Gefällen, die in gut gepflasterten Straßen lagen, folgende sekundlichen Abflußmengen beobachtet:



	Niederschlags- gebiet	Abfluß von 1 ha		
		Minimum	Maximum	In Prozenten der Regenhöhe
Kanal I . . .	32 ha	1,30 l	3,56 l	3,6 bzw. 10,0
" II . . .	37	0,90	6,12	2,5 " 16,8
" III . . .	150	1,00	4,37	2,8 " 12,0
" IV . . .	61	2,50	24,00	7,0 " 66,0

Mank beobachtete bei einem Regenfall in Dresden, der sich über ein Gebiet von 80 ha (ungerechnet diejenigen Flächenteile, welche keinen Beitrag zum Abfluß lieferten) ausdehnte, als größte sekundliche Abflußmenge  $\frac{10,69}{49,8} = 21,5 \%$ .

Es ist zu beachten, daß es sich bei den beiden vorstehenden Angaben (London und Dresden) nicht um Gesamtmengen des Abflusses handelt, sondern nur um Teilmengen, welche in der Zeiteinheit zum Abfluß gelangt sind.

Anderweite Beobachtungen aus verschiedenen Orten teilt Baumeister\*) mit. Es betrug bei einigen Regenfällen:

Städte	Das Entwässerungs- gebiet in Hektar	Die Regenmenge in Liter pro Hektar und Sekunde	Der Abfluß in Liter pro Liter u. Sekunde	Der Abfluß in Prozent der Regenmenge
München . . . . .	196	280	24	8,6
Elboeuf . . . . .	1150	104	15	14,4
Budapest . . . . .	2000	183	45	24,6
Stuttgart . . . . .	2222	54	14,5	26,8
Küssnacht . . . . .	1200	143	38,8	27,1
Zürich . . . . .	1400	143	27,3	19,1
" . . . . .	100	143	70	49,0
" . . . . .	34	143	85	60,0
" . . . . .	65	143	55	38,5

Bei anderen Beobachtungen in London, als den oben mitgeteilten, sind höhere Prozentsätze der Abflußmengen als die vorstehenden ermittelt worden, nämlich zwischen 53 und 94 %.

Daß auch auf Flächen, welche für gewöhnlich hohe Anteile sowohl zur Verdunstung als Versickerung ergeben, unter besonderen Umständen diese Anteile auf ganz minimale Beträge herabgehen können, beweist eine Beobachtung, die im Jahre 1887 in der Umgegend von Löbau in Sachsen angestellt wurde. Gleichzeitig lassen die Ergebnisse derselben den Einfluß deutlich erkennen, welchen das Gefälle der Flächen und die Größe des Niederschlagsgebietes auf die Abflußmenge ausüben.

Es hatten in den, dem 18. Mai 1887 vorausgegangenen 3 Wochen fast täglich Regenfälle von Bedeutung stattgefunden; im ganzen waren in der Zeit vom 26. April bis 17. Mai 95 mm Niederschlagshöhe gefallen. Vom 17. auf den 18. Mai ging ein lang dauernder Regen nieder, welcher in 8 Stunden 70 mm Regenhöhe brachte. Man kann nach diesem Verlauf des Regens annehmen, daß Boden und Luft mit Feuchtigkeit gesättigt waren, als der schließliche große Regenfall eintrat, daß also beides, Versickerung und Verdunstung, nur sehr ge-

\*) Deutsche Bauzeitung 1888, S. 264.



ring sein konnten. Es wurden an den 8 kleinen Wasserläufen des betroffenen Gebiets mittels Flüßmessungen folgende Abflußmengen ermittelt:

Wasserläufe	Länge des Nieder- schlags- gebiets	Relatives Gefälle des Niederschlags- Gebiets	Größe der Niederschlags- Gebiete ha	Sekundliche Abflußmenge pro Hektar l	Abflußhöhe in 1 Minute mm
1. Wittgendorfer Bach . .	2 500	0,0200	345	122	0,732
dto. . . . .	4 500	0,0222	946	111	0,666
2. Landwasser . . . . .	3 500	0,0129	980	98	0,588
dto. . . . .	4 800	0,0123	1 579	91	0,546
dto. . . . .	16 700	0,0070	5 200	40	0,240
3. Kemnitz . . . . .	7 000	0,0148	1 394	91	0,546
dto. mit Dittelsdor- fer Wasser . .	7 700	0,0128	1 914	100	0,600
4. Dittelsdorfer Wasser . .	1 800	0,0333	520	125	0,750
5. Mandau . . . . .	29 500	0,0056	13 000	23	0,138
6. Spree mit Ebersbach . .	4 900	0,0102	1 750	100	0,600
7. Schöpsbach . . . . .	—	—	850	50	0,300
dto. mit Nebenwasser	—	—	1 870	54	0,324
8. Priefnitz . . . . .	11 700	0,0080	6 100	20	0,120
9.   dto. . . . .	19 100	0,0067	8 000	25	0,150

Die Zahlen sind beim Beharrungszustande der Wasserläufe ermittelt worden. Gewisse Widersprüche, die beim Vergleich einzelner Angaben (z. B. bei Nr. 1) zu bestehen scheinen, erklären sich aus Besonderheiten der Oberflächenform und des Bestandes derselben; es handelte sich sowohl um Ackerboden als Waldland. Als Beweis für die S. 173 hervorgehobene Thatsache, daß Angaben von Regenmessern, welche nicht mitten im Niederschlagsgebiet selbst aufgestellt sind, besonders mit Bezug auf schwere Niederschläge, leicht falsche Angaben liefern, ist noch hinzuzufügen, daß bei dem obigen Regenfall der in nächster Nähe außerhalb des Gebiets aufgestellte Regenmesser eine erheblich kleinere Regenmenge als gefallen angegeben hatte als thatsächlich abgeflossen war.

Die oben aus verschiedenen Städten mitgetheilten Zahlen erweisen außerordentlich große Verschiedenheiten, die aber, nach demjenigen, was oben über die mitwirkenden vielen Faktoren angeführt worden ist, erklärlich sind. Auch haftet denselben ein größeres Maß von Ungenauigkeit sowohl in der Menge des Abflusses, als in der Größe des Abflußgebietes an. In den Abflußmengen wird z. B. der Trockenabfluß mit enthalten sein, der in den verschiedenen Orten sehr ungleich sein kann, und in die Flächengrößen wird für einige Orte das ganze betreffende Gebiet — ohne Rücksicht darauf, ob einzelne Teile desselben Beiträge zu dem Kanalwasser lieferte oder nicht, einbezogen sein, während an anderen Orten solche Flächen, die wie Gärten, von denen kein Abfluß erfolgt, von der Berechnung ausgeschlossen sind; letzteres ist, wie schon oben bemerkt ward, bei den Angaben für Dresden geschehen.

§ 132. Im allgemeinen lehren die obigen Zahlen, daß die Abflußmengen, welche ein größerer Regenfall liefert, zwischen 10 und fast 100 Prozent wechseln können. Die höchsten Zahlen gelten für wasserundurchlässige und gleichzeitig stark geneigte Flächen, die kleinsten für durchlässige und wenig geneigte, oder ganz ebene Flächen.



Die Größe der wasserundurchlässigen Flächen aber nimmt mit der Bebauungsdichte zu; man kann daher sagen, daß je größer die Bewohnungsdichte einer Stadt oder eines Stadtteils, um so größer auch die Abflußmengen des Regenwassers sein werden. Während aber mit Bezug auf die Hauswasser die Abflußmengen in einfachem Verhältnis mit der Bewohnerzahl für die Flächeneinheit wachsen, erfolgt das Wachstum mit Bezug auf den Abfluß, der auf die Meteorwasser entfällt, langsamer, und giebt es schließlich eine Grenze, die nicht überschritten wird, weil jedenfalls ein gewisser Teil der berechneten Fläche unüberbaut, bzw. der Benutzung als Straße u. s. w. entzogen bleibt.

Da aber die Bebauungsdichte wechselt — in der Regel zunimmt — so ersieht sich, daß bei städtischen Entwässerungsanlagen mit der Möglichkeit größerer Abflußmengen aus den Meteorwassern als den „heutigen“ gerechnet werden muß. Dieselben sind aber auch da, wo eine Vergrößerung der Bebauungsdichte nicht zu erwarten ist, in Aussicht zu nehmen, weil durch Verbesserungen in der Beschaffenheit des Straßenpflasters — z. B. Einführung von Asphaltpflaster an Stelle von Steinpflaster — der Abfluß aus den Meteorwassern eine wesentliche Vermehrung erfahren kann.

Nach dem Grade der Durchlässigkeit kann man das Entwässerungsgebiet in verschiedene Gruppen einordnen. Kuichling (a. a. O.) nimmt (für amerikanische Städte) 5 Gruppen an und rechnet in:

- Gruppe 1. Dachflächen.
- „ 2. Gehwege (Bürgersteige, Trottoire), Asphaltstraßen und Holzpflaster mit wasserdichten Fugen; hierher können auch Steinpflasterungen mit wasserdichten Fugen gerechnet werden
- „ 3. Gute Promenaden; geringere Gehwege; rauhe Steinpflasterungen. Makadam.
- „ 4. Gehwege geringster Beschaffenheit; Kiesstraßen.
- „ 5. Erdwege.

Bei den Dachflächen (Gruppe 1) ist der Anteil für Verdunsten und Aufsaugen so gering, daß hier ein Abzug dafür nicht gerechtfertigt ist, sondern die Abflußmenge = Regenhöhe gesetzt werden muß. Nur wo unter den Dächern auch flache in einiger Zahl vorkommen, mag man einige Prozente — bis vielleicht 5 — in Abzug bringen.

Bei den fast undurchlässigen Flächen der Gruppe 2 mag man, wenn nicht stärkere Straßengefälle vorkommen (nach Kuichling) etwa 20 % Abzug für Verdunsten und Einsickern rechnen, oder, was dasselbe sagt, 80 % dieser Flächen als „wasserundurchlässige“ den Flächen der Gruppe 1 zurechnen.

Für Flächen, die der Gruppe 3 zuzählen, rechnet Kuichling 40 %, für guten Makadam 50 % als Abzüge für Verdunstung und Versickerung, d. h. 60 bzw. 50 % Größe, wenn dieselben auf wasserundurchlässige umgerechnet werden.

Flächen der Gruppe 4 sollen 60, der Gruppe 5: 80 % Abzug für Verdunstung und Versickerung zulassen, oder, was dasselbe sagt, mit 40 bzw. 20 % ihrer Größe als wasserundurchlässige Flächen in Rechnung gestellt werden.

Es läßt sich nun unter bestimmten Beobachtungsverhältnissen leicht mit einiger Annäherung feststellen, welche Prozentsätze von der Größe eines Entwässerungsgebietes auf wasserundurchlässige Flächen und solche, die nahezu wasserundurchlässig sind, entfallen.

Für die villenartige Bebauung von Rochester u. s. w. ermittelte beispielsweise Kuichling folgendes: Es wohnen auf 80 bis 100 qm durchschnittlich 80 Menschen in 15 Häusern; 12 davon haben je 100 qm und 3 haben je 160 qm Grundfläche



(Miethäuser). Die Straßenbreite ist im Durchschnitt 16,6 m. Alsdann ist die Größe der Dachflächen für 1 ha in Prozent:

$$\frac{12.100 + 3.160}{10000} = 16,8 \text{ ‰},$$

mit einem Zuschlag von 3,2 ‰ für Hintergebäude u. s. w., 20 ‰.

Die Straßenfläche nimmt bei der angegebenen Straßenbreite 23,4 ‰ ein, wofür mit Rücksicht auf etwaige spätere Durchbrüche u. s. w. 25 ‰ angesetzt werden. Von diesen sind etwa  $\frac{2}{3} = 16 \text{ ‰}$  als mit nahezu undurchlässigem Pflaster und Gehwegen anzusetzen, 9 ‰ von minderer Wasserdurchlässigkeit.

Alsdann ist die Gesamtfläche des Stadtgebietes auf wasserundurchlässige Fläche zurückgeführt:

Dächer . . . . .	20 ‰,
fast wasserdichte Straßenflächen $0,8 \cdot 16 \text{ ‰} =$	13 „
weniger wasserdichte Straßenflächen $0,4 \cdot 9 \text{ ‰} =$	3,6 „
hierzu noch ein Zuschlag für Berücksichtigung von	
Flächen, die in Gruppe 4 u. 5 oben gehören, von	1,4 „
Summa . . .	38 ‰.

Für 100 und 120 Bewohner pro Hektar berechnet Kuichling die wasserundurchlässigen Flächen in gleicher Weise auf 52 bzw. 56 ‰ des Gesamtgebietes.

Bei geschlossener städtischer Bebauung mit vielleicht 500 Bewohnern pro Hektar stellt sich der Anteil höher heraus. Wenn z. B. baupolizeilich festgesetzt ist, daß 0,66 der Grundstücksgröße bebaut werden dürfen und die Straßenfläche 25 ‰, die Fläche von Gewässern und Schmuckanlagen noch 5 ‰ bedeckt, so ergibt sich, wenn die Beschaffenheit des Pflasters und der Gehwege zu 0,8 als fast wasserundurchlässig, zu 0,2 als weniger wasserundurchlässig gedacht wird, folgende Zahlenreihe:

100 — (25 + 5) 0,66 = 46,2 ‰	in wasserundurchlässigen Flächen
	der Dächer,
25 · 0,8 · 0,8	= 16,0 ‰ desgleichen in Straßen,
25 · 0,2 · 0,5	= 5,5 ‰ desgleichen in Straßen mit ge-
	ringerer Pflasterung,
5 · 0,2	= 1,0 ‰ desgleichen in Schmuckplätzen u. s. w.
zusammen 65,7 ‰,	

wozu für spätere Zustandsänderungen, die möglich sind, vielleicht noch ein kleiner Zuschlag zu machen wäre. Doch ist die Zahl, verglichen mit bestimmten Fällen, schon ziemlich hoch, so daß man sagen darf, daß 66 ‰ des gesamten dicht bebauten Stadtgebietes als wasserundurchlässige Fläche gerechnet, wohl als ein Maximum erachtet werden dürfen; es sei denn, daß es sich um Gebiete mit starken Gefällen oder solche von sehr geringer Ausdehnung handelt; in diesen kann der Anteil (vergl. die Beobachtungsergebnisse aus England S. 204) bis auf nahezu 100 ‰ steigen.

Kuichling berechnet für Städte mit 40—125 000 Einwohnern die wasserundurchlässige Fläche auf 14,7—52,6 ‰.

§ 133. Das Wasser, welches von einer Fläche abfließt, erfolgt zwar aus einer Schicht von überall gleicher Regenhöhe; doch bildet der Prozentsatz, welcher davon zum Abfluß gelangt, keine überall gleich hohe Schicht, da derselbe mit der Entfernung von der Einlaßstelle geringer wird, weil auf den längeren Wegen zu letzterem Verdunstung und Versickerung Zeit haben, sich in stärkerem Maße geltend zu



machen, als auf dem kürzeren. Diese Schicht flacht sich daher mit der Entfernung von der Einlaßstelle etwa wie ein Keil ab, und nimmt von einer Höhe, übereinstimmend mit der Regenhöhe unmittelbar neben der Einlaßstelle, in dem Falle, daß das Abflußgebiet hinreichende Ausdehnung hat, bis zur Grenze desselben auf Null ab. Von hier ab wird, weitergehend, die ganze Regenhöhe durch Versickerung und Verdunstung, sowie durch das Arbeitsvermögen, welches zur Ueberwindung der dem Abfluß entgegen wirkenden Reibungswiderstände erforderlich ist, aufgezehrt.

§ 134. Die alsbaldige Aufnahme und Fortführung so großer Wassermengen würde Kanäle von nicht zu beschaffenden Weiten und Kosten erfordern, wenn es sich auch nur um Gebiete von ein paar hundert Hektaren Ausdehnung handelte. Denn ein Regenfall von 1,0 mm Höhe in 1 Minute, womit gerechnet werden muß (S. 180), ergibt pro Hektar:  $\frac{1,0}{60} \cdot 10 \cdot 1000 = 166 \text{ Sek.-Liter}$ , also für nur 200 ha sekundlich  $\frac{0,66 \cdot 200 \cdot 166}{1000} = 22 \text{ cbm Wasser}$ .

Die Technik stände also hier einer technisch nur schwer und wirtschaftlich gar nicht durchführbaren Aufgabe gegenüber, wenn nicht ein Umstand hinzukäme, der das Bild völlig veränderte. Dies ist die Verzögerung, welche der Abfluß erleidet, oder der Mehrbedarf der Zeit, den der Abfluß über die Dauer des Regenfalles hinaus erfordert.

Wie am Beginn eines Regenfalles zunächst nur die den Einlässen unmittelbar anliegenden Flächenteile den Kanälen Wasser zuführen, und erst nach und nach immer weitere Flächenteile dem Kanal tributär werden, bis schließlich nach Ablauf einer gewissen, besonders durch Größe, Form und Gefälle des Entwässerungsgebiets bedingten Zeitraumes der Beharrungszustand erreicht wird, während dessen Dauer die sekundlich abgeführte Wassermenge gleichbleibend ist, so schließt sich auch an das Ende des Regenfalles eine Uebergangsperiode an. Wenn die am Anfang liegende Uebergangsperiode die Zeit des stetigen Wachstums der sekundlich zugeführten Wassermenge war, so ist die am Ende liegende Periode, in welcher vermöge des Umstandes, daß von einem immer größer werdenden Flächenteil der Zufluß aufhört, diejenige, der stetigen Wiederabnahme der sekundlichen Wassermenge, bis auf Null. Die Erfahrung lehrt nun, daß in dieser Verzögerung eine gewisse Regelmäßigkeit besteht. Man hat in zahlreichen Fällen beobachtet, daß in ebenem oder wenig bewegtem Gelände die Zeitdauer, welche vom Beginn des Zuflusses bis zur Beendigung desselben erforderlich wird, das 3- bis 4fache der Regendauer beträgt, im Mittel also das  $3\frac{1}{2}$ fache. Die Verzögerung würde dabei also das  $2\frac{1}{2}$ -fache der Regendauer sein.

Wenn nun auch diese Zahl nicht zu allgemeiner Anwendung geeignet ist, so hat man von derselben doch nicht selten Gebrauch gemacht; besonders scheint dies von englischen Technikern geschehen zu sein. Indem man von einem bestimmten Verhältniß  $A:R$ , wo unter  $A$  der (sekundliche) Abfluß, unter  $R$  die (sekundliche) Regenmenge verstanden ist, ausging, erhielt man nach der Gleichung:

$$\frac{A}{R} = \frac{0,53 - 0,94}{3,5}$$

sekundliche Abflußmengen:

$$A = 0,15 R \text{ bis } A = 0,27 R, \text{ im Mittel } A = 0,21 R,$$

nach welchen die Querschnitte bestimmt werden konnten, wenn das Niederschlagsgebiet gegeben war.



Es ersieht sich indessen, daß die Anwendung dieser Formeln zu groben Fehlern führen kann, da dieselben weder das Gefälle des Abflußgebietes noch die Größe desselben berücksichtigen; beide werden aber die Verzögerungsdauer bedeutend beeinflussen. Es ist daher der Wert 3,5 nicht als gleichbleibend anzusehen, sondern muß veränderlich sein und zwar in der Weise, daß derselbe mit der Flächengröße wächst und abnimmt; einem kleinen  $F$  gehört ein Wert  $< 3,5$  an, während einem großen  $F$  ein Wert  $> 3,5$  entspricht. Dies führt darauf, daß richtige Formeln für Abflußmengen als Funktionen der Flächengröße zu denken sind, daneben des Gefälles.

Bevor auf die Angabe derartiger Formeln eingegangen wird, sei noch ein anderer Punkt, der an die obige Formel für  $A:R$  anknüpft, erledigt. Jene Beziehung zwischen Abfluß und Regenmenge ist linear und sie setzt Gleichheit des Regenfalles während der ganzen Regendauer voraus. Da aber die Dichte gerade solcher Regenfälle, die bei Anlage städtischer Kanalisationen zu Grunde zu legen sind, stark wechselt, so folgt, daß die nach jenen Formeln berechneten Kanäle nicht im Stande sind, während der ganzen Dauer des Regenfalles das zufließende Wasser aufzunehmen, sondern der Zufluß zeitweilig über ihre Leistungsfähigkeit hinausgehen wird. Dieser Mangel der Formel ist indessen leicht zu verbessern, wenn das Verhältnis der größten Regendichte zur durchschnittlichen bekannt ist, indem man alsdann die Abflußmenge nur in demselben Verhältnis größer annehmen braucht.

Wird verlangt, daß die Kanäle im Stande sind, das Wasser in demselben Maße aufzunehmen, als dasselbe zufließt und geht man von einem bestimmten häufig beobachteten Intensitätswechsel aus, nämlich 2,5 (S. 181), so wird man sich der Formel bedienen können:

$$A = 2,5 \cdot 0,15 R = 0,375 R, \text{ bzw. } A = 0,665 R, \text{ bzw. } A = 0,525 R.$$

Kanäle, die hiernach berechnet sind, würden im Stande sein, den sogen. gleichzeitigen Abfluß der Regenmenge zu bewältigen.

§ 135. Die vorstehend mitgeteilten Formeln sind, obwohl auf Beobachtungen fußend, insofern mangelhaft, als in denselben der Einfluß, den die Ausdehnung des Niederschlagsgebietes, die Flächengröße, übt, unberücksichtigt bleibt. Von der Flächengröße, d. h. von der Zeit, die eine gewisse Regenmenge zum vollständigen Abfluß braucht, hängen Verdunstung und Versickerung ab; von der Flächengröße hängt auch die Zeitdauer, innerhalb welcher der Abfluß zu Ende gelangt, ab. Es kann daher nicht richtig sein, die Dauer des Abflusses allgemein = dem 3,5fachen der Regendauer zu setzen, wie in den obigen Formeln geschieht. Bei kleinen Flächen wird die Verzögerung geringer, bei großen kann sie größer als 2,5 sein. In einer richtig gebauten Formel für die Abflußmenge muß daher notwendig die Flächengröße  $F$  vorkommen. Außerdem müßte die Formel das Gefälle des Niederschlagsgebietes enthalten. Letzteres Erfordernis ist jedoch von etwas minderem Belang, weil die bei städtischen Straßen vorkommenden Gefälle innerhalb gewisser, nicht allzu weiter Grenzen liegen, so daß man im Stande ist, das Gefälle durch Einführung gewisser Koeffizienten oder Zuschläge ausreichend genau zu berücksichtigen.

Bezeichnet man mit  $A$  die sekundliche größte Abflußmenge, mit  $R$  die sekundliche größte Regendichte (beide in Liter pro Hektar ausgedrückt), mit  $F$  das Niederschlagsgebiet in Hektar und mit  $\varphi$  und  $\phi$  zwei Koeffizienten, von denen  $\varphi$ , weil er der Verlängerung der Abflußdauer im Vergleich zur Regendauer entspricht, als „Verzögerungskoeffizient“ bezeichnet werden mag und  $\phi$  Bezug auf das Verhältnis der



wasserundurchlässigen Flächengröße zur Gesamtgröße des Niederschlagsgebietes hat, so ist der allgemeinste Ausdruck für die maximale sekundliche Abflußmenge in der Formel gegeben:

$$\frac{A}{R} = \varphi \cdot \varphi \cdot F.$$

Für  $\varphi$  sind die Werte auf S. 70 ff. zu etwa 0,4 bis 0,7 berechnet worden. Es ist klar, daß man zu unrichtigen Resultaten gelangen würde, wollte man für das ganze Stadtgebiet einen einzigen Wert des Koeffizienten annehmen; es müssen „Bezirke“ gebildet und ist für jeden einzelnen ein besonderer Wert von  $\varphi$  zu ermitteln.

Was den Wert  $\varphi$  betrifft, so ist dieser von  $F$  abhängig, vielleicht auch von der Regendauer. Bringt man ihn (wie Kuichling es gethan hat) in Beziehung zu letzterer und nimmt man mit ihm einfache Proportionalität zwischen beiden an, d. h.  $\varphi = \mu t$ , wo  $\mu$  eine aus örtlichen Verhältnissen zu bestimmende Konstante ist, so hat man:

$$\frac{A}{R} = \varphi \cdot \mu t \cdot F,$$

und wenn man für die größte Regendichte  $R$  den Wert nach S. 182 einsetzt und umformt, so findet sich:

$$A = \varphi \mu t F (b - c t).$$

Die Formel ist selten anwendbar, weil sie Konstanten enthält, die nur aus den örtlichen Verhältnissen durch Beobachtungen bestimmt werden können. Außerdem ist es fraglich, ob eine so gesetzmäßige Beziehung zwischen Regendauer, größter Regendichte und Verzögerung des Abflusses besteht, als Kuichling annimmt, während die Abhängigkeit des Koeffizienten  $\varphi$  von der Flächengröße unbezweifelt ist, bis zu einem gewissen Grade theoretisch klar gelegt werden kann und von der Erfahrung überall bestätigt wird. Wären die in der Formel enthaltenen Voraussetzungen zutreffend, so würde die Formel das Maximum der Abflußmenge ergeben.

Von englischen, amerikanischen und deutschen Technikern rühren mehrere Formeln her, die hier ohne Angabe von Zahlenkoeffizienten mitgeteilt werden:

$$\text{Von Hawksley} \quad \frac{A}{R} = k F \sqrt[4]{\frac{s}{F R}} \quad (1)$$

$$\text{„ Adams} \quad \frac{A}{R} = k_1 F \sqrt[12]{\frac{s}{F^2 R^2}} \quad (2)$$

$$\text{„ Mc. Math} \quad \frac{A}{R} = k_2 F \sqrt[5]{\frac{s}{F}} \quad (3)$$

$$\text{„ Bürkli-Ziegler} \quad \frac{A}{R} = k_3 F \sqrt[4]{\frac{s}{F}} \quad (4)$$

Ganz absehend von der Frage, ob diese Formeln sich auf theoretischer Grundlage aufbauen oder rein empirische sind, kann man gegen die unter 1 und 2 mitgeteilten das Bedenken erheben, daß der Abfluß mit der Regenmenge  $R$  nicht in geradem sondern nur in einem geringeren Verhältnis wächst; hierfür dürfte ein Grund kaum erdenkbar sein. Die Formeln zu 3 und 4 sind von diesem Bedenken frei. Kuichling teilt a. a. O. Zahlenwerte der Koeffizienten  $k_1 \dots k_3$  mit, von welchen jedoch hier abgesehen wird.  $s$  bezeichnet in allen Formeln den sinus der Oberflächenneigung, oder das damit nahe übereinstimmende relative Gefälle. —







worin  $\beta$  ein von der Form der Fläche abhängiger Koeffizient ist. Danach wird:

$$\sqrt{2l} = \sqrt{2\beta} \sqrt[4]{F}$$

wonach schließlich wird:

$$\frac{A}{R} = \psi \sqrt{\frac{g \sin \alpha}{2\beta}} \frac{1}{\sqrt[4]{F}} \quad \dots \quad 6)$$

Bei rechteckigen oder nahezu rechteckigen Figuren ist  $l$  etwa  $\frac{1}{2}$  der Seitenlänge, beim Kreise etwa  $\frac{1}{2}$  des Durchmessers; mithin kann für Flächen dieser Art  $\beta = \frac{1}{2}$  gesetzt werden. Dann wird:

$$\frac{A}{R} = \psi \sqrt{g \sin \alpha} \frac{1}{\sqrt[4]{F}}.$$

Der mittlere Faktor nimmt für die Neigung von etwa 0,1 den Wert 1 an; für kleinere Neigungen wird derselbe geringer, für stärkere größer. Für größere Neigungen als 0,1 wird daher die Formel:

$$\frac{A}{R} = \psi \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$$

zu kleine Abflußmengen ergeben, für geringere dagegen zu große, also sichernde.

Bei der Ungewißheit, welche hiernach bestehen bleibt, empfiehlt sich der Versuch  $\frac{A}{R}$  aus Beobachtungen zu bestimmen. Dazu setzte Baumeister\*):

$$\frac{A}{R} = \frac{x}{\sqrt[4]{F}} \text{ oder } x = \frac{A}{R} \sqrt[4]{F}$$

und ermittelte nun aus den S. 204 mitgeteilten Beobachtungen den Wert  $x$  angenähert wie folgt:

	im flachen Gelände	im Gelände mit Neigung
für offene Bebauung . . . . .	0,5	1,0
„ geschlossene (enge) Bebauung	1,0	2,0

Wenn man ausrechnet, für welche Werte von  $F$  die Abflußmenge einen bestimmten Prozentsatz der Regenmenge — etwa 0,3 — erreicht, so ergibt sich, daß für

offene	Bebauung im flachen Gelände dies bei $F_1 =$ etwa 10 ha ( $x = 0,5$ )
„	„ „ geneigten „ „ „ $F_2 =$ „ 50 „ ( $x = 1,0$ )
geschlossene	„ „ flachen „ „ „ $F_3 =$ „ 50 „ ( $x = 1,0$ )
„	„ „ geneigten „ „ „ $F_4 =$ „ 100 „ ( $x = 2,0$ )

stattfindet. Für diese oder ähnliche große Flächen würde daher die Faustregel, daß der Abfluß etwa 0,3 oder wenig darüber beträgt, Geltung beanspruchen können, desgleichen für größere Flächen, nicht aber für kleinere. Die Benutzung der obigen Zahlen ist daher an die ermittelten untern Grenzwerte von  $F$  gebunden.

Die vorstehenden Ermittlungen, halb rechnerisch, halb auf Beobachtung gegründet, lassen die großen Schwierigkeiten erkennen, welche einer nur halbwegs genauen Bestimmung der Abflußmengen entgegenstehen. Bei den weiten Grenzen,

\*) Deutsche Bauzeitung 1884, S. 178.



innerhalb deren die dem Einfluß des Gefälles entsprechende Zahl sich bewegt, ist es sehr schwer, in einem bestimmten Falle den dafür passenden Wert zu treffen. Deshalb wird es richtiger sein, die Anwendung des obigen Verfahrens auf überschlägliche Rechnungen zu beschränken, für die entscheidenden Rechnungen jedoch die Grundlagen den thatsächlichen Verhältnissen des betreffenden Falles zu entnehmen. Dies hat auch keine unüberwindlichen Schwierigkeiten, da sowohl das Gefälle des Geländes (Koeffizient  $\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$ ) als auch die Größe der wasserundurchlässigen Flächen (Koeffizient  $\psi$ ) ausreichend genau festgelegt werden können.

Die Berücksichtigung des Gefälles läßt sich auch anstatt der Einführung eines besonderen Koeffizienten in der Weise verwirklichen, daß man  $\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$  entsprechend vergrößert, indem man anstatt der 4. die 5. oder 6. Wurzel aus der Flächengröße einführt. Obwohl dies Verfahren nicht gerade als rationell anzusehen ist, findet dasselbe doch neuerdings Eingang. In Königsberg i. Pr. mit teilweise stark bewegtem Gelände hat man  $\frac{A}{R} = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$ , in Wiesbaden, mit größtenteils sehr steilem Gelände  $\frac{A}{R} = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$  angenommen.

Wie sich die Ergebnisse der drei Annahmen für  $\varphi$  unter Voraussetzung zweier Regenfälle, die bezw. 25 und 45 mm Regenhöhe in 1 Stunde liefern, bezw. liefern würden, wenn der Regenfall die Dauer von 1 Stunde erreichte, gestalten, zeigt folgende Tabelle, welche neben den Abflusssmengen die zugehörigen Werte der Verzögerungskoeffizienten angiebt:

Tabelle I.

Fläche ha	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.
1	1,00	1,00	{ 70 125	1,00	1,00	{ 70 125	1,00	1,00	{ 70 125
2	0,85	1,18	{ 60 106	0,87	1,15	{ 61 109	0,88	1,13	{ 62 110
3	0,76	1,32	{ 53 95	0,80	1,25	{ 56 100	0,83	1,21	{ 58 104
4	0,71	1,34	{ 50 89	0,76	1,32	{ 53 95	0,79	1,26	{ 55 99
5	0,67	1,49	{ 47 84	0,73	1,38	{ 51 91	0,77	1,31	{ 54 96
6	0,64	1,56	{ 45 80	0,70	1,43	{ 49 88	0,74	1,35	{ 52 93
7	0,62	1,63	{ 44 78	0,68	1,48	{ 48 85	0,72	1,39	{ 50 90
8	0,60	1,69	{ 42 75	0,66	1,52	{ 46 83	0,70	1,42	{ 49 88
9	0,58	1,74	{ 41 73	0,64	1,56	{ 45 80	0,69	1,45	{ 48 86
10	0,56	1,79	{ 39 70	0,63	1,59	{ 44 79	0,68	1,47	{ 48 85
15	0,51	1,96	{ 36 64	0,58	1,72	{ 41 73	0,63	1,57	{ 44 79
20	0,47	2,12	{ 33 59	0,55	1,82	{ 39 69	0,60	1,65	{ 42 75
30	0,43	2,34	{ 30 54	0,51	1,97	{ 35 64	0,57	1,76	{ 41 71



Fläche ha	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$	Verzögerung + 1	Abfluß Sek.-Lit.
40	0,40	2,52	28	0,48	2,09	34	0,54	1,85	38
			50			60			68
50	0,38	2,66	27	0,46	2,19	32	0,52	1,92	36
			48			58			65
60	0,36	2,78	25	0,44	2,27	31	0,51	1,98	36
			45			55			64
70	0,34	2,89	24	0,43	2,34	30	0,50	2,02	35
			43			54			63
80	0,33	3,00	23	0,42	2,40	29	0,48	2,08	34
			41			53			60
90	0,32	3,10	22	0,41	2,46	29	0,47	2,12	33
			40			51			59
100	0,31	3,16	22	0,40	2,50	28	0,46	2,15	32
			39			50			58
150	0,29	3,50	20	0,37	2,72	26	0,43	2,34	30
			36			46			54
200	0,27	3,75	19	0,35	2,89	25	0,41	2,46	29
			34			44			51
300	0,24	4,16	17	0,32	3,10	22	0,39	2,59	27
			30			41			49
400	0,22	4,48	15	0,30	3,32	21	0,37	2,72	26
			28			38			46
500	0,21	4,73	15	0,29	3,47	20	0,36	2,81	25
			26			36			45
1000	0,18	5,63	13	0,25	4,00	18	0,32	3,16	22
			23			31			41
2000	0,15	6,69	11	0,21	4,58	15	0,28	3,55	20
			19			26			35
3000	0,14	7,40	9	0,20	4,96	14	0,27	3,80	19
			18			25			34
4000	0,13	7,95	9	0,19	5,25	14	0,25	3,98	18
			17			24			31
5000	0,12	8,41	8	0,18	5,49	13	0,24	4,14	17
			15			23			30

Die vorstehend berechneten Werte bedürfen nun noch der Korrektur mittelst des Koeffizienten  $\phi$ , um die Oberflächenbeschaffenheit, d. h. den Abzug, der auf Verdunstung und Versickerung entfällt, zu berücksichtigen. Die Korrektur kann ausgeführt werden, indem man das — durchlässige — Entwässerungsterrain in seiner Gesamtheit auf wasserundurchlässiges zurückführt (für welches  $\phi = 1$  ist) oder auch — und mit größerer Genauigkeit — indem man das Gebiet in Teile zerlegt, in deren jedem ein gewisser Grad von Uebereinstimmung mit Bezug auf den Koeffizienten  $\phi$  stattfindet und nun für die einzelnen Teile mit den den Verhältnissen anzupassenden Werten  $\phi_1, \phi_2, \phi_3$  u. s. w. rechnet.

Für die Entwässerungsanlage von Wiesbaden wurde mit fünf Werten von  $\phi$  gerechnet, entsprechend der Einteilung des ganzen Gebiets in fünf Gattungen und zwar:

1. Gattung: Bezirke mit dichter Bebauung . . . . .  $\phi_1 = 0,80$ ,
2. " " " weiträumiger Bebauung . . . . .  $\phi_2 = 0,60$ ,
3. " " " Villenbebauung . . . . .  $\phi_3 = 0,40$ ,
4. " Unbebaute Bezirke mit nackter Oberfläche  $\phi_4 = 0,20$ ,
5. " Waldflächen, Schmuckplätze, Anlagen . . . . .  $\phi_5 = 0,10$ .

Die Werte von  $\phi$  mögen unter anderen Verhältnissen anders als hier gewählt werden. Es scheint aber, daß sie nicht zu klein angenommen sind und dieser Umstand rechtfertigt es, die obigen Tabellenwerte der Abflusmengen nach denselben abzuändern; dadurch ergibt sich folgende weitere Tabelle:



Tabelle II: Abflußmengen für 25 bzw. 45 mm stündliche Regenhöhe.

Fläche <i>F</i> ha	Abflußmengen Sekunden-Liter					Abflußmengen Sekunden-Liter					Abflußmengen Sekunden-Liter				
	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10
1	56	42	28	14	7	56	42	28	14	7	56	42	28	14	7
	100	75	50	25	12,5	100	75	50	25	12,5	100	75	50	25	12,5
2	48	36	24	12	6	49	37	25	13	6,5	50	37	25	13	6,5
	85	64	42	21	10,5	87	65	44	22	11	88	66	44	22	11
3	42	32	21	10	5	45	34	23	12	6	46	35	23	12	6
	76	57	38	19	9,5	80	60	40	20	10	83	62	42	21	10,5
4	40	30	20	10	5	42	32	21	11	5,5	44	33	22	11	5,5
	71	50	35	18	9	76	57	38	19	9,5	79	59	40	20	10
5	38	29	19	10	5	41	31	21	11	5,5	43	32	22	11	5,5
	67	50	33	17	9	73	55	37	19	9,5	77	58	39	20	10
6	36	27	18	9	4,5	39	29	20	10	5	42	31	21	11	5,5
	64	48	32	16	8	70	53	35	18	9	74	56	37	19	9,5
7	35	26	18	9	4,5	38	29	19	10	5	40	30	20	10	5
	62	47	31	16	8	68	51	34	17	8,5	72	54	36	18	9
8	34	25	17	9	4,5	37	28	19	10	5	39	29	20	10	5
	60	45	30	15	7,5	66	50	33	17	8,5	70	53	35	18	9
9	33	25	17	9	4,5	36	27	18	9	4,5	38	29	19	10	5
	58	44	29	15	7,5	64	48	32	16	8	69	52	35	18	9
10	31	23	16	8	4	35	26	18	9	4,5	38	29	19	10	5
	56	42	28	14	7	63	47	32	16	8	68	51	34	17	8,5
15	29	22	15	8	4	33	25	17	9	4,5	38	26	19	10	5
	51	38	26	13	6,5	58	44	29	15	7,5	63	47	34	17	8,5
20	26	20	13	7	3,5	31	23	16	8	4	34	25	17	9	4,5
	47	35	24	12	6	55	41	28	14	7	60	45	30	15	7,5
30	24	18	12	6	3	28	21	14	7	3,5	33	25	17	9	4,5
	43	32	22	11	5,5	51	38	26	13	6,5	57	43	29	15	7,5
40	22	17	11	6	3	27	20	14	7	3,5	30	23	15	8	4
	40	30	20	10	5	48	36	24	12	6	54	41	27	14	7
50	22	16	11	6	3	26	19	13	7	3,5	29	22	15	8	4
	38	29	19	10	5	46	35	23	12	6	52	39	26	13	6,5
60	20	15	10	5	2,5	25	19	13	7	3,5	29	22	15	8	4
	36	27	18	9	4,5	44	33	22	11	5,5	51	38	26	13	6,5
70	19	14	10	5	2,5	24	18	12	6	3	28	21	14	7	3,5
	34	26	17	9	4,5	43	32	22	11	5,5	50	38	25	13	6,5
80	18	15	9	5	2,5	23	17	12	6	3	27	20	14	7	3,5
	33	25	17	9	4,5	42	32	21	11	5,5	48	36	24	12	6
90	18	13	9	5	2,5	23	17	12	6	3	26	20	13	7	3,5
	32	24	16	8	4	41	31	21	11	5,5	47	35	24	12	6
100	18	13	9	5	2,5	22	17	11	6	3	26	19	13	7	3,5
	31	23	16	8	4	40	30	20	10	5	46	35	23	12	6
150	16	12	8	4	2	21	16	11	6	3	24	18	12	6	3
	29	22	15	8	4	37	28	19	10	5	43	32	22	11	5,5
200	15	11	8	4	2	20	15	10	5	2,5	23	17	12	6	3
	27	20	14	7	3,5	35	26	18	9	4,5	41	31	21	11	5,5
300	14	10	7	4	2	18	14	9	5	2,5	22	16	11	6	3
	24	18	12	6	3	33	25	17	9	4,5	39	29	20	10	5
400	12	9	6	3	1,5	17	13	9	5	2,5	21	16	11	6	3
	22	17	11	6	3	30	23	15	8	4	37	28	19	10	5



Fläche <i>F</i> ha	Abflußmengen Sekunden-Liter					Abflußmengen Sekunden-Liter					Abflußmengen Sekunden-Liter				
	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10	$\psi_1 =$ 0,80	$\psi_2 =$ 0,60	$\psi_3 =$ 0,40	$\psi_4 =$ 0,20	$\psi_5 =$ 0,10
500	12	9	6	3	1,5	16	12	8	4	2	20	15	10	5	2,5
	21	16	11	6	3	29	22	15	8	4	36	27	18	9	4,5
1000	10	8	5	3	1,5	14	11	7	4	2	18	13	9	5	2,5
	18	14	9	5	2,5	25	19	13	7	3,5	33	25	17	9	4,5
2000	9	7	5	3	1,5	12	9	6	3	1,5	16	12	8	4	2
	15	11	8	4	2	12	16	11	6	3	28	21	14	7	3,5
3000	7	5	4	2	1	11	8	6	3	1,5	15	11	8	4	2
	14	10	7	4	2	20	15	10	5	2,5	27	20	14	7	3,5
4000	7	5	4	2	1	11	8	6	3	1,5	14	11	7	4	2
	14	10	7	4	2	19	14	10	5	2,5	25	19	13	7	3,5
5000	6	5	3	2	1	10	8	5	3	1,5	14	10	7	4	2
	12	9	6	3	1,5	18	14	9	5	2,5	24	18	12	6	3

Aus der Tabelle 1 ist zunächst zu ersehen, daß der Verzögerungskoeffizient  $\varphi$  nur für die kleineren Flächen einigermaßen rasch wechselt, indem derselbe von 0—5 ha von 1,0 auf bzw. rund  $\frac{2}{3}$ ,  $\frac{3}{4}$  und  $\frac{4}{5}$  herabgeht, von da an bis 20 ha aber nur auf bzw. 0,47—0,55—0,60. Bis 100 ha erfolgt nur Herabgehen auf bzw. 0,31—0,40—0,46 und bis auf 1000 ha nur auf bzw. 0,18—0,25—0,32. Für ein sehr großes Gebiet von 5000 ha nimmt dann der Koeffizient nur noch bis auf 0,12—0,18 und 0,24 ab.

Demnach kann es gestattet sein, für Flächen, die 1000 ha und darüber groß sind, mit einem einzigen, gemittelten Koeffizienten zu rechnen. Anders aber bei kleineren nur wenige Hektar großen Gebieten, weil hier für jedes Hektar mehr eine nicht unbeträchtliche Herabminderung des Koeffizienten stattfindet. Ohne merkliche Fehler kann man etwa gruppieren:

0—2 ha, 2—5 ha, 5—10 ha, 10—20 ha, 20—40 ha, 40—80 ha, 80—150 ha, 150—300 ha, 300—1000 ha u. s. w.

und dafür etwa die gemittelten Koeffizienten  $\varphi$

$\varphi_1 = 0,90$ ,  $\varphi_2 = 0,75$ ,  $\varphi_3 = 0,60$ ,  $\varphi_4 = 0,50$ ,  $\varphi_5 = 0,45$ ,  $\varphi_6 = 0,36$ ,  $\varphi_7 = 0,30$ ,  
 $\varphi_8 = 0,26$ ,  $\varphi_9 = 0,20$

den Rechnungen zu Grunde legen.

Im umgekehrten Verhältnis zu  $\varphi$  wächst die Verzögerung. Bei Flächen von 20 ha wird nach Spalte 3 der Tabelle (und den korrespondierenden Zahlen für die anderen Gruppen) die Abflußdauer das 2,12-, bzw. 1,82- und 1,65fache der Regendauer, bei 50 ha das 2,66- bzw. 2,19- und 1,92fache, bei 100 ha das 3,16- bzw. 2,50- und 2,15fache, bei 1000 ha das 5,63- bzw. 4,00- und 3,16fache. Letztere Verzögerungen sind wesentlich größer, und die sekundlichen Abflußmengen entsprechend geringer als die auf S. 208 auf Grund von Beobachtungen ermittelten, daher diese Zahlen der Tabelle jedenfalls eher zu kleine als zu große Werte liefern. Unter besonderen Verhältnissen wird dies nicht übersehen werden dürfen. Der hervor gehobene Umstand darf um so weniger unbeachtet bleiben, als die Tabellen durchschnittliche sekundliche Abflußmengen angeben, also nicht die größten, welche bei Wechseln der Regendichte abzuführen sind. Nimmt man die S. 181 angegebene Zahl von 2,5 für die größte Regendichte im Vergleich zum durch-



schnittlichen an, so würden, wenn die Kanäle im Stande sein sollen, die Regenmengen, so wie dieselben fallen, auch aufzunehmen, die Regenmengen Zahlen der Tabelle mit 2,5 multipliziert werden müssen.

Auch selbst wenn die Regendichte während der ganzen Regendauer gleichmäßig bleibt, gehen die während des größten Teils der Zeitdauer aufzunehmenden Abflusssmengen um einiges über die Angaben der Tabelle hinaus, weil in der Zeitdauer, aus welcher die Durchschnittsmenge sich ergibt, die Anfangs- und Endperiode des Regenfalles enthalten sind; während beider Zeiträume ist der Abfluß geringer, als während des zwischenliegenden Beharrungszustandes.

Der große Wechsel in der Verzögerung, welcher nach der Tabelle 1 für die Fläche bis 1000 ha schon von 1—5,63 bzw. von 1—4,00 bzw. von 1—3,16 geht, läßt erkennen, daß ein konstanter Verzögerungskoeffizient, wie er auf S. 208 angewendet wurde und auch noch häufig in Gebrauch ist, keine Berechtigung hat, daß der Koeffizient vielmehr mit geringer werdender Gebietsgröße in starkem Verhältnis abnehmen muß. Die Annahme der Abflußmenge unabhängig von der Größe des Abflußgebiets, welche hier und da erfolgte, ist daher ein grundsätzlicher Fehler.

Ein weiterer Punkt, zu dessen Hervorkehrung die Tabellen Anlaß geben, knüpft an den Einfluß an, den das Gefälle auf den Verzögerungskoeffizienten ausübt. Setzt man nämlich den für flaches Gelände geltenden Verzögerungskoeffizienten = 1, so sind die Verzögerungskoeffizienten für wenig geneigtes, bzw. stärker geneigtes Gelände nach Tabelle 1 bzw. folgende:

5 ha	0,67	} = 1	$\frac{0,73}{0,67} = 1,09$	} \text{ und }	$\frac{0,77}{0,67} = 1,15$
10 "	0,56		$\frac{0,63}{0,56} = 1,13$		$\frac{0,68}{0,56} = 1,23$
100 "	0,31		$\frac{0,40}{0,31} = 1,27$		$\frac{0,46}{0,31} = 1,48$
500 "	0,21		$\frac{0,29}{0,21} = 1,35$		$\frac{0,36}{0,21} = 1,66$
1000 "	0,18		$\frac{0,25}{0,18} = 1,38$		$\frac{0,32}{0,18} = 1,77$
5000 "	0,12		$\frac{0,18}{0,12} = 1,50$		$\frac{0,24}{0,12} = 2,00$

Diese Zahlenreihen besagen, daß mit größer werdendem Niederschlagsgebiet, die Abflußmenge von stärker geneigten Flächen im Vergleich zu den Abflusssmengen von Flächen ohne oder mit nur geringer Neigung stark wachsen. Dies dürfte aber mit der Wirklichkeit des Vorganges in Widerspruch stehen. Denn das Wachstum würde voraussetzen, daß das Wasser auf den geneigten Flächen in beschleunigter — und nicht gleichförmiger — Geschwindigkeit zu Thal geht. Eine beschleunigte Bewegung kann allerdings dadurch hervorgerufen werden, daß mit der Höhe der abfließenden Wasserschicht eine Verminderung der Bewegungswiderstände stattfindet. Daß aber die Beschleunigung so beträchtlich werde, wie die obigen Zahlen angeben, ist kaum anzunehmen; es ist vielmehr wahrscheinlich, daß die Bewegung auch auf den geneigten Flächen eine im ganzen gleichförmige sei.

Der wahrscheinlich vorhandene Widerspruch zwischen dem Rechnungsergebnis und der Wirklichkeit ist in den Ungenauigkeiten — besser gesagt unvermeidlichen Willkürlichkeiten — begründet, auf denen die Schlußformel für die Abflußmenge sich aufbaut. Dieselbe wird bei geneigten Flächen einem andern Gesetz als dem



in dem Ausdruck  $\frac{1}{\sqrt[n]{F}}$  bzw.  $\frac{1}{\sqrt[n]{F'}}$  enthaltenen folgen, welches Gesetz aber zur Zeit noch nicht bekannt ist.

Außer dieser Ungenauigkeit leidet die Abflußmengenformel  $\frac{A}{R} = \phi \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$  noch an dem folgenden weiteren: Es wird in derselben die Verzögerung als Funktion lediglich der Flächengröße gegeben. Dies ist unrichtig, da ebenso sehr als die Flächengröße die Flächenform dabei beteiligt ist. Dies wird klar, wenn man sich dieselbe Fläche einmal als von quadratischer, und ein andermal als von gestreckt rechteckiger Form vorstellt, oder einmal die Sammelstelle für das abfließende Wasser an einer Langseite, und ein andermal an einer Schmalseite einer gestreckt rechteckigen Figur liegend denkt. In allen diesen Fällen ist die Flächengröße und die Abflußmenge die gleiche, während die durchschnittlichen Wegeslängen, die das Wasser von der Fläche bis zur Sammelstelle zurückzulegen hat, sehr ungleich sind, mithin auch die bezüglichen Zeiten, welche zum Abfluß erfordert werden, verschieden sein müssen.

Um ein richtiges Resultat von der Formel erwarten zu können, müßte der Wert  $F$  mit einem Koeffizienten multipliziert werden, in welchem die Abweichung der Flächenform etwa vom Quadrat oder von einem Kreise zum Ausdruck gebracht wäre. Bei der Vielgestaltigkeit der Flächen erscheint eine solche Vervollkommenung aber kaum ausführbar; es bleibt ein anderes nicht übrig, als daß man die Formel — und die nach derselben berechneten Tabellen — als etwa für Flächen von quadratischer oder nahezu quadratischer Form passend ansieht. Handelt es sich dann um stark abweichende Formen, so mag man diese in quadratische oder rechteckige Formen verwandeln, und nun, je nach der Lage der Sammelstelle des Wassers zur Fläche entweder eine entsprechend vergrößerte oder eine verminderte Abflußdauer zu Grunde legen. Bei Lage derselben in einer Schmalseite würde sich die Abflußdauer verlängern, die einfache Annahme der Formelwerte also sichernde Zahlen ergeben. Anders bei Lage der Sammelstelle in einer Langseite, oder innerhalb der Fläche selbst. Dabei würde sich die Abflußdauer verkürzen, d. h. es würden die einfachen Formelwerte zu gering, der sekundliche Zufluß stärker sein, als die nach derselben berechneten Zahlen angeben, und es wären entsprechende Zuschläge zu denselben notwendig. Etwas Näheres über die Höhe derselben ist hier nicht angebbar, da, wie bemerkt, die Verschiedenartigkeit der Fälle eine allgemeine Behandlung der Aufgabe nicht zuläßt und übrigens ein auf anderweiten Grundlagen fassendes genaueres Verfahren zur Feststellung der Abflußmengen noch anzugeben sein wird.

Zuvor sei aber noch die notwendig erscheinende Bemerkung gemacht, daß selbstverständlich ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Abfluß an der Oberfläche und Abfluß in unterirdischen Kanälen nicht besteht, wenn bei letzteren die Wegeslängen des Wassers im einzelnen und im ganzen vielleicht auch etwas andere sein können. Es haben daher die oben entwickelten Ausdrücke für die Abflußmengen auch Geltung, einerlei ob dieselben auf einen Punkt bezogen werden, an welchem das Wasser erst in einen unterirdischen Kanal aufgenommen wird, oder ob es sich um einen beliebigen Punkt in dem Kanalnetz selbst handelt, den eine gewisse Wassermenge passiert, welche an einem oberhalb liegenden Punkte, oder auch an mehreren Punkten von der Oberfläche aufgenommen war.

§ 136. Die Bestimmung der Abflußmengen durch Rechnung führt nach dem vorhergehenden Paragraphen zu Resultaten, die nur als Annäherungen be-



trachtet werden können, weil das Problem zu verwickelt liegt, um sich in genügend einfache Ausdrücke zusammenfassen zu lassen. Eine klarere Einsicht in die Wirklichkeit des Vorganges und die Erlangung genauerer Schlußresultate gewährt das zeichnerische Verfahren. Trägt man Fig. 10 die auf die Zeiteinheit bezogenen Regenhöhen als Ordinaten zu den zugehörigen Zeiten  $t$  als Abscissen auf, so erhält man Linien, welche in den beistehenden Figuren durchgehends mit

Fig. 10.



$R$  bezeichnet sind. Bei gleichbleibender Regendichte sind die Linien  $R$  Parallelen zur Abscissenaxe, und zwar ungebrochene, Fig. 10, wenn während der ganzen Dauer des Regenfalles die Regenhöhe dieselbe ist. Treten Aenderungen ein, und findet innerhalb der betreffenden Zeitabschnitte wieder Gleichbleiben der Regenhöhe

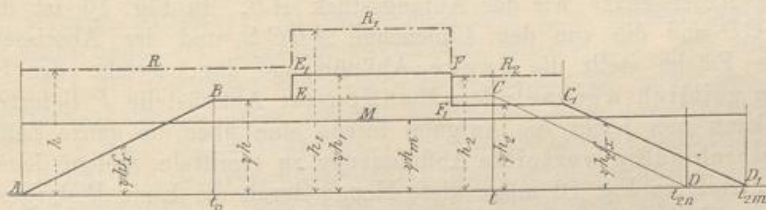
Fig. 11.



statt, so erhält man, Fig. 11 bis 13, Linienzüge  $R, R_1, R_2$  u. s. w., welche ebenfalls parallel der Abscissenaxe verlaufen, zu denen jedoch ungleiche Ordinaten  $h, h_1, h_2$  u. s. w. gehören.

Es werde nun der einfachste Fall angenommen, daß das Abflußgebiet ein Rechteck

Fig. 12.



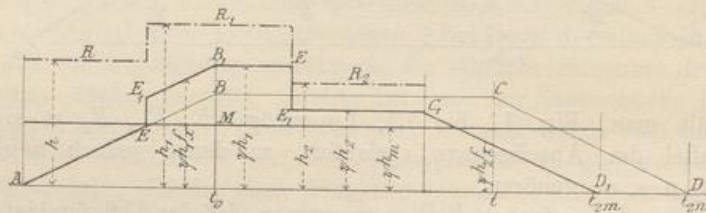
der Seitenlängen  $b$  und  $2b$ , Fig. 14 (S. 222) und die Aufgabe gegeben sei, die Abflußmengen pro Zeiteinheit zu bestimmen, welche an dem in einer Schmalseite liegenden Punkte  $P$  zusammentreffen. Man kann dazu die ganze Fläche  $= 2b^2$  durch Parallelen, die im Abstände  $\frac{b}{n}$  gezogen werden, in Teilflächen  $f$  zerlegen, die unter sich gleich groß und die Größe  $b \cdot \frac{b}{n} = \frac{b^2}{n}$  haben. Die durch  $n$  ausgedrückte Teilweite ist so zu



wählen, daß in jeder Zeiteinheit 1 Flächenteilchen mehr zur Abflußmenge, welche bei  $P$  eintrifft, beiträgt (bezw. wenn der Regenfall zu Ende gekommen), in jeder Zeiteinheit 1 Flächenteilchen weniger für den Abfluß außer Wirksamkeit tritt.

Alsdann fließt in der ersten Zeiteinheit ( $t_1$ ) die Menge  $\phi h \frac{b^2}{n}$ , bis zum Ablauf der zweiten  $\phi h \frac{2b^2}{n}$  und allgemein bis zum Ende der Zeit  $t_x$  die Menge  $\phi h b^2 \frac{x}{n}$  am Punkte  $P$  zusammen.  $\phi$  hat hier dieselbe Bedeutung wie im § 134 (Verdunstungs- und Einsickerungskoeffizient).  $h$  ist die Regenhöhe in der Zeiteinheit. Trägt man die aus dem Ausdruck  $\phi h b^2 \frac{x}{n}$  sich ergebenden Wassermengen für die Zeiten  $t_1 \dots t_x \dots t_{2n}$  (die als Abscissen gelten), als Ordinaten auf, so erhält man eine in  $A$  aus beginnende ansteigende gerade Linie, Fig. 10, welche so lange ansteigt, bis nach Ablauf der Zeit  $t_{2n}$  die ganze Fläche  $\frac{2b^2}{n}$  zum Abfluß bei  $P$  beiträgt und die Abflußmenge  $= \phi h b^2 \frac{2n}{n} = \phi h 2b^2$  geworden ist. Damit ist der Beharrungszustand erreicht, während dessen Dauer die auf die Zeiteinheit entfallende Abflußmenge dieselbe bleibt. Die graphische Darstellung ergibt also vom Punkte  $B$  ab eine Gerade, welche parallel der Abscissenaxe verläuft. Hört nun nach einer gewissen Zeitdauer der Regen auf, so werden von da an die entferntest liegenden Flächenteilchen  $t$  in der umgekehrten Ordnung und in denselben Zeiträumen wieder außer Wirksamkeit für den Abfluß treten, als sie beim Beginn des Regens in Wirksamkeit getreten sind. Der

Fig. 13.



letzte Teil der Abflußkurve ist also wieder eine Gerade von gleicher Länge und gleicher Neigung zur Abscissenaxe wie das Anfangsstück  $AB$ . In Fig. 10 ist dieser Teil das Stück  $CD$  und die von dem Linienzuge  $ABCD$  und der Abscissenaxe eingeschlossene Fläche stellt die ganze Abflußmenge dar, welche der betreffende Regenfall in zeitlich wechselnden Mengen zur Abflußstelle  $P$  lieferte.

Man kann nun leicht die Aufgabe lösen, eine über die ganze Zeitdauer des Abflusses gleichmäßig verteilte Abflußmenge zu ermitteln, welche denselben Gesamtabfluß liefert; in Fig. 10 möge diese Menge durch die Linie  $M$  dargestellt sein. Man entnimmt hieraus die Bestätigung der bereits S. 217 angeführten Thatsache, daß auch, ohne daß Wechsel in der Regendichte stattfinden, die Abflußmengen nicht während der ganzen Abflußzeit gleichbleibend sind, sondern entsprechend der Form und Ausdehnung des Abflußgebietes wechseln: im Anfangs- und Endteile unter dem Durchschnitt bleiben, im mittleren (Beharrungszustande) darüber hinausgehen.

In Fig. 11 ist ein Fall mit wechselnder Regendichte behandelt; und zwar tritt die Dichtevermehrung in demjenigen Zeitpunkte ein, wo gerade der Beharrungszustand im Abfluß erreicht ist. Fig. 12 und 13 betreffen etwas verwickelter liegende



Fälle, in denen beiden es sich um Wechsel in den Regendichten handelt; in Fig. 12 tritt 2maliger Wechsel, beide Male während des Beharrungszustandes ein. Bei Fig. 13 ist ebenfalls 2maliger Wechsel vorausgesetzt; es tritt aber der erste Wechsel ein, bevor noch der Beharrungszustand erreicht ist, der zweite während desselben.

Die Darstellungen sind die gleichen wie in Fig. 10. Man verfährt am besten so, daß man zunächst die Abflußkurve in ihren 3 Teilen, genau wie in der Anfangsfigur (10), ohne Rücksicht auf die Wechsel in den Regendichten, zeichnet und erst nachher diese Wechsel in Betracht zieht. In dem Augenblick, wo ein solcher stattfindet, vermehrt oder vermindert sich die Ordinate der Abflußkurve um den entsprechenden

Teil:  $\phi(h - h_1) b^2 \frac{x}{n}$ , wie in den Fig. 11—13 angegeben ist. Ueberdauert der Regenfall den Zeitpunkt, wo die ganze Fläche  $2b^2$  dem Sammelpunkt  $P$  tributär geworden ist, so verlängert sich der Beharrungszustand nebst der ganzen Abflußdauer um gleiche Zeiteile, und der abfallende Teil der Abflußkurve erleidet die der Verlängerung entsprechende Verschiebung parallel der ursprünglichen Lage  $CD$  nach  $C_1 D_1$ , Fig. 12. Wenn der Regenfall nicht so lange anhält, bis durch Eintritt der Wirksamkeit der ganzen Fläche  $2b^2$  der Beharrungszustand erreicht ist, verkürzt sich die Länge des Mittelteils der Abflußkurve und rückt das abfallende Stück derselben parallel der ursprünglichen Lage  $CD$  zurück in die Lage  $C_1 D_1$ , Fig. 13.

Wie in Fig. 10 ist auch in den Fig. 11—13 die gemittelte Abflußlinie angegeben.

Man ersieht, daß das dargestellte Verfahren für jede Flächengestalt, wie immer dieselbe auch beschaffen sei, anwendbar ist, mit der einen Abweichung nur, die an die veränderte Zerlegung des Abflußgebiets in einzelne Teile anknüpft; alles übrige bleibt wie vor. Es ist deshalb unnötig, die Anwendung des Verfahrens auf Flächen von anderer als Rechtecksgestalt hier vorzuführen; doch bleiben einige Bemerkungen nachzutragen.

Zunächst geben die Darstellungen einen Anhalt, um zu erkennen, welche bedeutende zeitweilige Veränderungen der Abflußmengen durch Änderungen der Regendichten eintreten können. Minderungen der Regendichte sind irrelevant, dagegen Vermehrungen von großer Wichtigkeit; indessen waltet doch ein Unterschied nach der Zeit ob, in welcher sie eintreten. Sie mögen relativ gleichgültig sein, so lange der Beharrungszustand noch nicht erreicht ist (vergl. aber Fig. 13); sie können aber eine Ueberlastung der Kanäle, Brüche derselben und Kellerüberschwemmungen durch Rückstau, vermöge Aufstauens in den Schächten u. s. w. hervorbringen, wenn sie in den Zeitabschnitt des Beharrungszustandes fallen, und ihre Gefährlichkeit erhöht sich mit der Zeitdauer der Regendichtevermehrung, sowie mit der Größe des Niederschlagsgebietes. Was hieraus folgt, ist, daß die Berechnung der Kanäle für — durchschnittliche — Wassermengen, wie sie in den Figuren durch die Linien dargestellt und in den Tabellen S. 213—216 zahlenmäßig angegeben ist, keine Sicherheit gegen Zufälle und Uebelstände, wie die oben erwähnten, gewährt, daß vielmehr, wo vermehrte Sicherheit verlangt wird, entsprechende Zuschläge zu den Durchschnittszahlen gemacht werden müssen, oder auch in geeigneter Weise — etwa durch Regenüberfälle oder Notauslässe — gegen zeitweilige Ueberlastungen der Kanäle mit ihren möglichen schlimmen Folgen vorzukehren ist.

Die obigen Darstellungen vermögen ein anschauliches Bild von dem Einfluß zu gewähren, den die Gestalt des Abflußgebiets auf die Abflußmenge ausübt. Je mehr „gedrängt“ die Fläche ist, um so kürzere Zeit ist zur Erreichung des Beharrungszustandes und nach dem Ende desselben zur Beendigung des Abflusses



erforderlich und umgekehrt. Daher vermehrt „gedrängte“ Gebietsform und vermindert „gestreckte“ Gebietsform die Gefahr zeitweiliger Ueberlastung der Kanäle.

Auch das eben vorgeführte graphische Verfahren gewährt aus mehreren Gründen kein vollkommen genaues Bild der Wirklichkeit. Zunächst werden die Wechsel in der Form der Abflußkurven nicht so schroff als dargestellt sein, sondern sich einigermaßen ausgleichen. Alsdann führt die eingehaltene Art der Zerlegung des Abflußgebiets in Teile notwendig zu einem Fehler im Resultat: denn die Vermehrung und Verminderung der Abflußmengen erfolgt genau in dem Verhältnis der Zunahme oder Abnahme der Wegeslängen des Wassers. Diese Aenderung würde man durch Zerlegung des Gebiets in schmale Ringflächen zwischen Kreisen, zu denen der Sammelpunkt  $P$  als Mittelpunkt gehört, erhalten; es müßten also an die Stelle der einzelnen Rechtecke in Fig. 14 entsprechende ringförmige Stücke gesetzt werden.



Man kann aber den durch die gewählte Vereinfachung in die Ermittlung hineingetragenen Fehler dadurch fast beliebig weit herabziehen, daß man die Höhe  $\frac{b}{n}$  sehr klein macht. Im übrigen

ist diese Höhe der Zeiteinheit (Sekunden oder Minuten) anzupassen und die Zeiteinheit um so kleiner zu wählen, je rascher das Wasser den Sammelpunkt  $P$  erreicht. Danach ist klar, daß das graphische Verfahren vor dem rechnerischen auch einen Vorzug darin besitzt, daß es gestattet, bei der Ermittlung das Gefälle des Abflußgebiets in ausreichender Weise zu berücksichtigen.

§ 137. Bei den Stadtkanalisationen deutscher Städte aus der älteren Zeit (von den 60er bis in die 80er Jahre hinein) sind die Abflußmengen aus Regenwassern oft zu gering angenommen worden, teils aus Unvollständigkeit in der Kenntnis der Regenfälle, teils aus Sparsamkeitsrücksichten, teils weil der Verbleib oder die schließliche Behandlung der Wasser besondere Schwierigkeiten bot. Zuweilen auch ist man englischen Vorbildern gefolgt, ohne zu beachten, daß bei englischen Anlagen das Wasser heftiger Regenfälle vielfach unmittelbar in die Flußläufe geht, ohne erst die Kanäle zu füllen. Ueble Erfahrungen (häufige Kellertüberschwemmungen) und die seitdem gewonnene bessere Kenntnis der Regenverhältnisse haben neuerdings Wandel herbeigeführt; es wird wohl heute allgemein mit ungleich größeren Meteorwassermengen als früher gerechnet.

Als ungenügend kann man bei uns da, wo nicht wenigstens teilweise unmittelbare Abführung in offene Gewässer stattfindet, oder vermöge großer Bodendurchlässigkeit ein bedeutender Teil der Regenmenge versickert, oder wo nicht starkes Straßengefälle das Wasser rasch aus der Nähe der Häuser entfernt, die Annahmen über Regenhöhen bezeichnen, welche von täglichen Regenhöhen ausgehen, wenn auch dabei eine geringere Regendauer als die Tageslänge angenommen wird. Dahin gehört z. B. die in Widnes (England) gemachte Annahme einer Regenhöhe von 12,5 mm in 24 Stunden; ähnliche oder etwas größere Annahmen sind auch hier und da in deutschen Städten zu Grunde gelegt worden. Doch ist dann in der Regel eine Verkürzung der Abflußdauer auf 12 oder 8 Stunden, gewissermaßen als Sicherheitskoeffizient, hinzugenommen.

Nachstehende Tabelle enthält für eine Reihe von Städten die Zusammenstellung über angenommene Regenhöhen und die der Berechnung der Kanalweiten zu Grunde gelegten Anteile derselben\*).

\*) Die für Wiesbaden zu Grunde gelegten Zahlen sind S. 214 mitgeteilt.



Nr.	Stadt	Beschaffenheit des Abflußgebietes, bezw. Gattung der Kanäle	Oberhalb Notauslaß			Unterhalb Notauslaß		
			Regen- höhe in 1 Minute mm	Aufzunehmender Anteil Sekunden-Liter für 1 ha		Regen- höhe in 1 Minute mm	Aufzunehmender Anteil Sekunden-Liter für 1 ha	
1	Ludwigshafen	—	—	—	18,5	—	—	—
2	Kaiserslautern	—	—	—	56—110	—	—	—
3	Linz	—	—	—	55	—	—	—
4	Karlsruhe	—	0,216	$\frac{1}{2}$	18	—	—	—
5	Mainz	—	0,666	$\frac{1}{2}$	55	—	—	—
6	Leipzig	—	0,200	$\frac{1}{2}$	16,7	—	—	—
7	Posen	—	0,600	$\frac{1}{2}$	50	—	—	—
8	Oeynhausen	—	0,250	$\frac{1}{3}$	14	—	—	—
9	Nürnberg	—	0,216	$\frac{1}{3}$ u. $\frac{1}{2}$	12 u. 18	—	—	—
10	Lüttich	—	0,366	$\frac{1}{3}$	20	—	—	—
11	Mülhausen i. E.	—	0,300	0,4 u. 0,6	20 u. 30	—	—	—
12	Braunschweig	Außere Stadt	0,348	$2\frac{1}{3}$	29	—	—	—
13	Paris	Sammelkanäle	0,750	$\frac{1}{3}$	42	—	—	—
14	Witten a. d. R.	30 m Breite zu jeder Seite der Straßenaxe als Ab- flußgebiet gerechnet	0,216	$\frac{1}{2}$	18	—	—	—
15	Chemnitz	—	—	—	17—50	—	—	2,0, 3,5
16	Hamburg	—	0,468	$\frac{1}{2}$	39	0,0168	0,64	1,8
17	Budapest	Sammelkanäle	0,420	0,15—0,30	11—21	—	—	—
18	Mannheim	Enge Bebauung	0,750	—	42—84	—	—	—
19	Frankfurt a. M.	—	—	—	12—30	—	—	—
		Abfangkanäle	—	—	—	—	—	2,8
20	Königsberg i. Pr.	Sammelkanal	1,008	$\frac{1}{4}$	40	—	—	—
		Neuere Anlagen	1,008	0,6	100	—	—	—
21	Stuttgart	Seitenkanäle	—	—	12—17	—	—	—
		Sammelkanal	—	—	—	0,075	0,27	3,4
22	Emden	Seitenkanäle	0,384	$\frac{1}{3}$	21,2	—	—	—
		Sammelkanal	—	—	—	—	—	2,8
23	Danzig	Enge Bebauung	0,216	$\frac{1}{2}$	18	—	—	—
		Weiträumige desgl.	0,216	$\frac{1}{3}$	12	—	—	—
24	Berlin	Enge Bebauung	0,384	$\frac{1}{3}$	21,2	—	—	—
		Weiträumige desgl.	0,384	$\frac{1}{6}$	10,6	—	—	—
25	München	Weiträumige Bebauung	0,273	$\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{2}$	9—22	—	—	—
		Sammelkanäle	0,273	—	14—16	—	—	—
26	Stettin	Ältere Anlagen	0,216	$\frac{1}{2}$	18	—	—	—
		Neuere desgl.	—	—	50	—	—	—
27	Hannover	Innere Stadt	—	—	40	—	—	—
		Außenstadt	—	—	25	—	—	—
		Schmuckanlagen	—	—	8,3—12,5	—	—	—
28	Freiburg	Enge Bebauung	—	—	40—50	—	—	—
		Weiträumige desgl.	—	—	20	—	—	—
		Neuere Anlagen	—	—	108	—	—	—
29	Dresden	Enge Bebauung	—	—	50	—	—	—
		Halbenge desgl.	—	—	40	—	—	—
		Weiträumige desgl.	—	—	30	—	—	—



Nr.	Stadt	Beschaffenheit des Abflußgebietes, bezw. Gattung der Kanäle	Oberhalb Notauslaß			Unterhalb Notauslaß		
			Regen- höhe in 1 Minute mm	Aufzunehmender Anteil Sekunden-Liter für 1 ha		Regen- höhe in 1 Minute mm	Aufzunehmender Anteil Sekunden-Liter für 1 ha	
30	Breslau	Seitenkanäle	0,036	$\frac{1}{3}$	6	—	—	—
		Sammelkanäle	0,018	$\frac{1}{3}$	3	—	—	—
		Neuere Anlagen	—	—	20—25	—	—	—
31	Wien	Ältere Seitenkanäle	0,420	$\frac{3}{8}$	25	—	—	—
		Neuere Sammelkanäle	0,330	$\frac{1}{3}$	18,3	—	—	—
		Kulturflächen	0,330	$\frac{1}{6}$	9,2	—	—	—
32	Dortmund	Obere Kanalstrecken	0,150	$\frac{2}{3}$	16,7	—	—	—
		Mittlere desgl.	0,150	$\frac{1}{2}$	12,5	—	—	—
		Untere desgl.	0,150	$\frac{1}{3}$	8,4	—	—	—
33	Düsseldorf	—	0,678	$\frac{1}{2}$	38	—	—	—
		Nur Dachwasser d. Gebäude im Ueberschwemm.-Gebiet	0,678	$\frac{1}{6}$	19	—	—	—
		Bahnhofsgebäude	0,678	$\frac{1}{12}$	9,5	—	—	—
34	Köln	Innere Stadt: Seitenkanäle	0,420	$\frac{4}{5}$	55	—	—	—
		„ „ Sammelkanäle	0,420	$\frac{3}{5}$	42	—	—	—
		Außere Stadt: Seitenkan.	0,420	$\frac{1}{2}$	33	—	—	—
		„ „ Sammelkan.	0,420	$\frac{1}{3}$	25	—	—	—

Auf S. 187 ist es als notwendig bezeichnet worden, mit minutlichen Regenhöhen von 0,40—0,75 mm zu rechnen. In den meisten Städten ist man nach der vorstehenden Zusammenstellung nicht so weit gegangen, in mehreren aber noch darüber hinaus. Bei manchen Anlagen mag aber das Minus durch reichliche hohe Annahmen der Koeffizienten  $\varphi$  und  $\psi$  wieder ausgeglichen worden sein, was aus der Zusammenstellung freilich nicht erkannt werden kann. Daß aber die Erfahrung die gewählten Sätze vielfach als zu eng gegriffen erwiesen hat, wird durch die höher gewählten Sätze u. a. zu 5, 7, 15, 16, 18, 20, 26, 28, 29, 30, 33 und 34 der vorstehenden Zusammenstellung erwiesen.

## 6. Kapitel.

### Modalitäten der Abführung der Wasser.

§ 138. Vergleicht man die im allgemeinen als angemessen zu bezeichnenden höheren Abflußmengen Zahlen des Regenwassers der vorstehenden Tabelle im Betrage von 25—50 Sek.-Liter mit den auf S. 158 mitgeteilten Abflußmengen Zahlen der häuslichen Brauchwasser, welche selbst bei Bebauungsdichten, die nicht mehr als „klein“ gelten können (etwa 300 Köpfe auf 1 ha), meist noch nicht 1 l erreichen, sondern sich zwischen 0,5 und 1 Sek.-Liter halten, sogar bei der für größte Bebauungsdichte geltenden Kopffzahl von 1000 noch nicht über 2 Sek.-Liter hinausgehen, so ersieht man, daß der Mengenanteil der häuslichen Brauchwasser an dem bei heftigen Regenfällen stattfindenden Gesamtabfluß nicht mehr als etwa 2 % beträgt; bei mittleren Regenfällen mögen 4—5 % erreicht werden. Auch dieser Mengenanteil ist noch so gering, daß ein Unterschied verbleibt, um dessentwillen die auszuführenden Kanalquerschnitte auf das Zwanzig- bis Fünfundzwanzigfache derjenigen Größe gebracht