Sonderabdruck aus
SCHWEIZERISCHE ZEITSCHRIFT FÜR HYDROLOGIE
BIRKHÄUSER VERLAG BASEL
Vol. 28 1966 Fasc. 2

Die Wirkung verschiedener Gewässerschutzmassnahmen auf den Vorfluter

Von W. MUNZ, EAWAG, Zürich

Manuskript eingegangen am 24. Juni 1966

INHALT

<i>I. Gewässerschutzmassnahmen</i>	185
1. Regenüberläufe	185
2. Kanalisationskonzeption	187
<i>II. Der Regenwasserabfluss</i>	188
1. Berechnungsmethoden	188
2. Mengenmässige Veränderungen	189
3. Zeitliche Veränderungen bei konstanter Regenintensität	190
4. Der Abflussvorgang bei gemischten Bodenverhältnissen	192
5. Veränderliche Regenintensität	192
6. Wahl des Abflussbeiwertes für Kanaldimensionierungen	194
7. Gesamtabflussbeiwerte	195
<i>III. Abflussdauerkurve</i>	197
1. Die Dauerkurve der Regenintensitäten	197
2. Die Adaptation der Abflussdauerkurve von Northampton	198
<i>IV. Regenbecken</i>	201
1. Rückhaltebecken	201
2. Klärbecken	205
<i>V. Verschmutzung des Regenwassers</i>	206
1. Jahreshaushalt	206
2. Messungen in Northampton	208
3. Ablagerungen im Kanalnetz	209
4. Übertragung der Resultate	210
<i>VI. Berechnung des jährlichen Schmutzstoffhaushalts</i>	213
1. Annahmen	213
2. Parameter der Massnahmen	214
3. Gang der Berechnung	216
4. Ergebnisse	216
<i>VII. Weitere Gesichtspunkte</i>	223
1. Wirtschaftliche Aspekte	223
2. Bedingungen für die biologische Reinigung	225
3. Trennsystem und Mischsystem	229
4. Variation der Besiedlungsdichte	230
5. Regenbeckendimensionierung	232
6. Etappenweiser Ausbau	233
<i>VIII. Zusammenfassung</i>	234
Abkürzungen	235
Literaturverzeichnis	236

I. Gewässerschutzmassnahmen

Unter Gewässerschutzmassnahmen sollen hier die Entscheide betrachtet werden, die im Laufe der Projektierung von Kanalisationen und Kläranlagen getroffen werden müssen. Wir beschränken unsere Untersuchung zunächst auf die Entwässerung im in der Schweiz vorherrschenden Mischsystem.

Als Massnahmen quantitativer Art können die Vorschriften für Regenüberläufe gelten, da sie bestimmen, welche Regenwassermengen einer intensiveren Behandlung zugeführt werden sollen. Die zu erzielenden Reinigungsgrade hingegen stellen eine qualitative Vorschrift dar. Regenwasserklärbecken wirken sich sowohl in quantitativer (Retention) als auch in qualitativer Hinsicht aus.

Die Auswirkungen der einzelnen Massnahmen sind z.T. bekannt, z.T. für ganz bestimmte Verhältnisse untersucht worden, für eine Beurteilung im Zusammenhang fehlen meist die Unterlagen, so dass hie und da die Gewichte am falschen Ort gesetzt werden. Diese Lücke zu schliessen, ist das Ziel der vorliegenden Studien.

Wir beschränken uns dabei auf die Jahresmengen. Gesucht ist die Menge Schmutzstoffe, die bei einer bestimmten Kombination von Massnahmen jährlich in den Vorfluter gelangt. Das ist nicht das einzige Kriterium für die Beurteilung der Wirksamkeit – auch momentane Verschmutzungen und ästhetische Gesichtspunkte können massgebend sein – doch liefert es dafür eine einigermaßen reelle Grundlage.

Da die Resultate stark von der Betrachtungsweise der Vorgänge und den dabei getroffenen Annahmen abhängen, ist es notwendig, etwas weiter auszuholen als nach dem Titel erwartet werden könnte.

1. Regenüberläufe

Früher war es allgemein üblich, die kritische Wassermenge eines Regenüberlaufs – meist definiert als diejenige Menge, bei der der Überlauf anspringt – als Vielfaches des Trockenwetteranfalls zu bezeichnen:

$$Q_{krit} = (1 + m) QTW.$$

HÖRLER [6] wies dann darauf hin, dass sich der Trockenwetteranfall im Hinblick auf die Wirkung auf den Vorfluter sehr schlecht als Maßstab für die kritische Wassermenge eignet. Massgebend sind hier Überlaufhäufigkeit, -dauer und -menge in Funktion der Regenintensität r , die nur wenig mit dem Trockenwetteranfall zu tun haben. Es hat sich seither in der Schweiz eingebürgert, diese kritische Regenintensität zu 15 oder 20 l/s · ha anzunehmen. Die Reduktion der zu fördernden Wassermenge (von 200–300 l/s · ha) und damit des notwendigen Kanalkalibers ist also recht bedeutend. Dieser Typ wird meist als *Hochwasserentlastung* (bei extremer Bemessung als Notauslass) bezeichnet¹⁾.

Davon ist derjenige Entlastungstyp zu unterscheiden, bei dem weniger die Überlaufmenge in den Vorfluter massgebend ist als die durch den Ablauf weitergeführte Menge. Da bei der Bemessung der Kläranlage vom Trockenwetteranfall ausgegangen und bei Regenwetter eine bestimmte Überlastung geduldet wird, ist es hier angebracht, die Wassermenge als Vielfaches des Trockenwetteranfalls auszudrücken, wobei m

¹⁾ Treffender wäre eigentlich *Gewitterüberlauf*, da das Wort Hochwasser eher auf den Wasserstand eines Vorfluters deutet; doch ist ein solcher Begriff nicht gebräuchlich.

meist zwischen 1 und 4 gewählt wird. Zur Unterscheidung von der *Hochwasserentlastung* könnte man hier von einer *Regenentlastung* sprechen.

Häufig wird zwischen dem mechanischen und dem biologischen Teil der Kläranlage ein letzter Überlauf angeordnet, dessen kritische Wassermenge ebenfalls als Vielfaches des Trockenwetteranfalls angegeben wird. Um Verwechslungen auszuschliessen, haben wir hier die Bezeichnung $1 + m$ *b* (biologisch gereinigt) gewählt.

Liegen grössere Fremdwassermengen QF vor – wovon wir jedoch bei unseren Untersuchungen absahen –, so ist es zweckmässig, diese von der Vervielfachung auszuschliessen und nur als Grundband zu berücksichtigen:

$$Q_{krit} = (1 + m) QS + QF \quad (QS = \text{Schmutzwasseranfall}).$$

Ein Vergleich beider Bezeichnungsarten (r_{krit} und $1 + m$) ist möglich, wenn der Begriff der Schmutzwasserspende in $l/s \cdot ha$ reduziertes Einzugsgebiet eingeführt wird (s. Abb. 1).

Abbildung 1
Beziehung zwischen r und $1 + m$.

Daraus ist ersichtlich, dass – besonders bei grösserer Besiedlungsdichte – die Reduktion der Wassermenge von $20 l/s \cdot ha$ auf das $1 + m$ -fache nicht mehr stark ins Gewicht fällt. Deshalb wird die Anwendung dieses Entlastungstyps oft auf ein einziges Bauwerk vor der Kläranlage beschränkt (das dann zugleich noch die Reduktion vom Vollausbau des Kanalnetzes auf den Erstausbau der Anlage vornimmt).

Es liegt in der hydraulischen Natur der meisten Regenüberlaufbauwerke, dass die Ablaufmenge zur Kläranlage bei maximalem Zulauf grösser ist als beim Anspringen des Überlaufs [16]. Diese Differenz wird als Mehrbeaufschlagung bezeichnet. Bei der ohnehin selten anspringenden Hochwasserentlastung fällt sie quantitativ nicht ins Gewicht. Wichtiger wird sie bei der Reduktion auf das $1 + m$ -fache, das ja einen Maximalwert darstellt, der definitionsgemäss eigentlich nicht mehr überschritten werden sollte. Das Problem der Mehrbeaufschlagung fällt weg, wenn der Überfall mit einem Pumpwerk gekoppelt ist, was vor einer Kläranlage häufig der Fall ist. Da die relative Grösse der Mehrbeaufschlagung ausserdem ganz von der Konstruktion des Bauwerks abhängt, haben wir sie in unseren Berechnungen nicht berücksichtigt.

2. Kanalisationskonzeption

Durch die beiden Regenüberlauftypen wird der abfliessende Regen in drei verschiedene Bereiche aufgeteilt. Den Begriff des Starkregens verwendete schon HÖRLER in seiner Publikation aus dem Jahre 1941 [6]. Analog wurden die Begriffe Mittel- und Schwachregen verwendet, die in Abb.2 angegeben sind. Wie aus Abb.1 hervorgeht, ist es bei grösserer Bevölkerungsdichte möglich, dass der Bereich des Mittelregens überhaupt verschwindet. Abb.3 zeigt das «Schaltschema», die Kanalisationskonzeption, wie sie in der Schweiz meistens üblich ist und wie wir sie deshalb für unsere Berechnungen angenommen haben: Schwachregen werden in der Kläranlage behandelt, Mittelregen im Regenklärbecken, und Starkregen fliessen unbehindert dem Vorfluter zu.

Abbildung 2
Die drei Regenbereiche.

Abbildung 3
Kanalisationskonzeption.

Ein weitergehender Gewässerschutz kann versucht werden, indem auch der Mittelregen der Kläranlage zugeführt wird, oder indem der Kläranlageabfluss vom Vorfluter ferngehalten und durch einen besonderen Kanal einem besseren Vorfluter zugeführt wird (z.B. Ringleitung an einem kleineren See ohne Hinterland).

II. Regenwasserabfluss

Bei der Entwässerung nach dem Mischsystem ist für die Berechnung eines Kanalnetzes, aber auch für die Erfassung der Wirkung von Regenüberläufen und Regenbecken die Bestimmung des Regenwasserabflusses von grösster Bedeutung. Schon 1936 wurden in Deutschland «Anweisungen zur Auswertung von Schreibregennesseraufzeichnungen für wasserwirtschaftliche Zwecke (AAR 1936)» herausgegeben. Darauf basierend wurden von REINHOLD Werte für Deutschland und von KROPF für Zürich ermittelt. In neuerer Zeit haben HÖRLER und RHEIN in einer ausführlichen Arbeit [7] die Starkregen für 14 schweizerische Orte im Hinblick auf die Regenintensität ausgewertet.

Die grosse statistische Genauigkeit dieser Niederschlagswerte geht leider verloren bei der Umwandlung in Abflusswerte. Das liegt im Wesen dieser Umwandlung, kommen dabei doch die mannigfaltigsten Einflüsse der heterogenen Bodenoberfläche und der Ableitungen zur Geltung. Da die Abflussvorgänge sehr wichtig sind für die Kanalisationstechnik, sei näher darauf eingegangen.

1. Berechnungsmethoden

Die Vorgänge, die sich zwischen dem Auftreffen der Regentropfen und ihrer Ankunft an einer bestimmten Stelle des Kanalisationsnetzes abspielen, kann man am besten erfassen durch Zerlegen in einzelne Schritte, wobei die Veränderungen der Ganglinie (Intensität in Funktion der Uhrzeit) auf Grund der Verfahren der Hydraulik für instationäre Strömungen berechnet werden. Dabei müssen die örtlichen Verhältnisse auf einen oder mehrere Modellfälle reduziert werden. Ebenso ist für die Berechnung eine feste Regenganglinie anzunehmen. Diese *Ganglinienmethode* (hydrograph method) wurde vor allem in England und den USA entwickelt [16, 19]. Für eine allgemeine Netzberechnung ist diese Methode jedoch zu kompliziert. WATKINS stellt eine Anwendung für Computer in Aussicht. WARG [18] hat schon einige Stadtnetze in ähnlicher Art durchgerechnet.

Für die hydraulische Netzberechnung ist deshalb auf dem europäischen Festland ein einfacheres Vorgehen üblich, das meist als Fliesszeit-Verfahren (rational method) bezeichnet wird. Dabei erhält man die Abflussintensität einfach durch Multiplikation der Regenintensität mit einem für ein begrenztes Einzugsgebiet gleicher Bebauungsdichte konstanten Abminderungsfaktor, dem Abflussbeiwert ψ s (auch etwa mit c bezeichnet):

$$QR = \psi s r F$$

$$\begin{aligned} QR &= \text{Abflußspitze [l/s]} \\ r &= \text{Regenintensität [l/s} \cdot \text{ha]} \\ F &= \text{Einzugsgebiet [ha]} \end{aligned}$$

Dabei wird meist der grösste Abfluss erreicht, wenn die Regendauer gleich der Fliesszeit bis zum betrachteten Punkt ist (siehe 3. Abschnitt). Für die Bestimmung der bei einer bestimmten Regendauer auftretenden höchsten *Regenintensität* werden die Regenintensitätskurven benützt [7].

Über den *Abflussbeiwert* hingegen liegen nur wenige Untersuchungen vor, die sich zudem auf ganz bestimmte Verhältnisse beziehen und nur mit Vorsicht allgemein zu verwenden sind. Deshalb werden noch im «Imhoff» von 1965 [10] Zahlen aus der «Hütte» von 1934 angeführt. Eine ausführliche Zusammenstellung über Arbeiten vor

allem aus deutschem und russischem Sprachgebiet brachte GRUHLER [5]. Die Dissertation von BRAUN [2] ist ebenfalls dem Abflussbeiwert gewidmet. Es handelt sich dabei vorwiegend um die Bestimmung des Abflusses für die Kanaldimensionierung.

Bezeichnungen:

<i>Abflussbeiwert</i> = Abflusswert/Regenwert	ψ
Verhältnis der maximalen Intensitäten [l/s · ha] (Scheitelabflussbeiwert)	ψs
Verhältnis der Mengen [m³/ha oder mm] (Gesamtabflussbeiwert)	
Menge pro Regenfall	ψf
Jahres- oder Monatsmenge	ψm
<i>Reduzierte Fläche</i> des Einzugsgebietes $F_{red} = \psi s F$	[ha _{red}]
<i>Fliesszeit</i> $t_F = t_o + t_{FK}$	
t_o Anlaufzeit = Zeit vom Auftreffen des Regentropfens am entferntesten Ort des Einzugsgebietes bis zu seinem Eintreffen im öffentlichen Sammelkanal	
t_{FK} Fliesszeit im öffentlichen Sammelkanal bis zur untersuchten Stelle	

Wenn wir für einen bestimmten Regen ψf durch ψs teilen, erhalten wir den Abflussbeiwert einer Grösse, die wir mit «mittlerer Dauer» bezeichnen könnten. Wenn wir von ganz kleinen Regen absehen, die kaum einen Abfluss erzeugen, so ist die Abflussdauer immer grösser als die Regendauer und somit liegt auch ψf für einen bestimmten Regen immer über ψs (bei sehr langer Dauer wird $\psi s \approx \psi f$).

2. Mengenmässige Veränderungen

Ein grosser Teil des Regens gelangt nicht zum Abfluss, sondern versickert im Boden oder bleibt in Unebenheiten liegen und verdunstet schliesslich. Prinzipiell können zwei Bodenkategorien unterschieden werden:

- mit «natürlicher», durchlässiger Oberfläche (*Garten*, Wiese, Acker, Wald)
- mit befestigter, *glatter* undurchlässiger Oberfläche (Beton, Asphalt, Ziegeldach usw.).

Auf den Strassen, Wegen und Dächern geht nur wenig Wasser in Fugen und Ritzen verloren; grosse Unterschiede sind nicht zu beobachten, die Anlaufzeit ist der glatten Oberfläche wegen kurz.

Auf den Gartenflächen dauert es länger, bis die Unebenheiten gefüllt sind und ein richtiger Abfluss zustande kommt, der grössere Wasseranteil versickert. Hier sind grosse Unterschiede festzustellen, die vor allem von folgenden Faktoren abhängen:

– Bodenart (Porosität)	}	Versickerung
– Bodenfeuchtigkeit (Schluckvermögen)		
– Bepflanzung	}	Verdunstung
– Oberflächenrauigkeit und Unebenheit		
– Gefälle		

Diese Faktoren unterstehen ihrerseits zum Teil Änderungen im Laufe der Jahreszeiten, zum Teil sind sie von der gefallenen Regenmenge abhängig wie Schluckvermögen (Formeln dafür sind in [16] erwähnt; Diagramme in [3] und [2]) und Anteil der Verdunstung.

Bei Kieswegen und Schotterstrassen, die ihrer Beschaffenheit nach zwischen beiden Kategorien liegen, wird man bei Dimensionierungen in Betracht ziehen, dass im Baugebiet mit der Zeit alle Strassen befestigt werden; Gartenwege werden meist zur Gartenfläche gerechnet.

In den folgenden Ausführungen werde der Anteil der glatten Flächen an der totalen Fläche mit γ bezeichnet. Um Verwechslungen vorzubeugen, soll der mengenmässige Abflussbeiwert, der sich nur auf *eine* Bodenkategorie bezieht, «Bodenbeiwert» genannt werden und bei durchlässigen Gartenflächen mit μ , bei glatten, undurchlässigen Oberflächen mit μ^* bezeichnet werden.

Schon aus diesem Katalog der Abhängigkeiten erhellen die Schwierigkeiten, die sich der Aufstellung von Berechnungsgrundlagen für heterogene Einzugsgebiete entgegenstellen. Dazu kommen noch die Einflüsse der Abflussverzögerungen des hydraulischen Systems der Sammelgerinne.

3. Zeitliche Veränderungen bei konstanter Regenintensität

In Abb. 4 stellen wir uns ein idealisiertes Einzugsgebiet vor, das als «Zeitgrundriss» aufgetragen ist, das heisst Strecken bedeuten Fliesszeiten: gleich lang gezeichnete Strecken entsprechen gleich langen Fliesszeiten, können aber infolge verschiedener Fliessgeschwindigkeiten verschiedene Entfernungen bedeuten. Gesucht ist die Abflussganglinie im Punkt A des Kanals, der eine Seite des Gebietes begrenzt. Die Oberfläche sei homogen und undurchlässig. Das Gebiet werde von einem Platzregen heimgesucht, dessen Dauer vernachlässigbar klein sei. Das ganze Feld ist in Streifen $a-m$ gleicher fliesszeitlicher Distanz von A eingeteilt, in der Ganglinie geben diese Streifen an, wann der Abfluss aus einem bestimmten Streifen im Punkt A erscheint. Da es sich um den Abfluss eines Regens mit $T = 0$ handelt, sei die Figur als «Zeitelement» bezeichnet. Es ergibt sich ein Trapez von der Basis der längsten Fliesszeit $t_0 + t_{FK}$. Darunter sind noch Zeitelemente für andere Formen des Einzugsgebietes aufgeführt wie z. B. für fächerförmige Anordnung des Netzes statt lineare.

Ergiesst sich nun ein Regen längerer Dauer über das Gebiet, so erhalten wir die in Abb. 5 gezeigten Ganglinien. Die Zeitabschnitte ΔT des Regens sind numeriert. Für die Abflussganglinie des Punktes A superponieren sich – jeweils um ΔT verschoben – die Trapezelemente der vorigen Abbildung. Aus der neuen Abflussfigur ist ersichtlich,

Idealisiertes Einzugsgebiet im Zeitmassstab

Abfluss - Ganglinie im Punkt A (Zeit - Element)

andere Einzugsgebiete :

dazugehörige Zeit - Elemente :

Abbildung 4
Abfluss eines unendlich kurzen Regens.

dass die Abflussintensität konstant bleibt, wenn die Regendauer T die Fliesszeit t_F erreicht. Andererseits wird die höchste mögliche Abflussspitze nicht erreicht, wenn die Regendauer T kürzer ist als die Fliesszeit t_F , woraus sich die bekannte Dimensionierungsregel ergibt, dass sich der grösste Abfluss dann ergebe, wenn die *Regendauer gleich der Fliesszeit* sei. Abb.6 zeigt die entsprechende Abflussganglinie bei fächerförmig-

Abbildung 5
Abfluss aus homogenem Einzugsgebiet.

Abbildung 6
Abflussganglinie bei fächerförmigem Einzugsgebiet (bei $t_0 = 0$).

Abbildung 7
In den Fliessgerinnen zurückgehaltene Regenmengen.

migem Einzugsgebiet, die zu den gleichen Schlüssen führt, doch ist hier das Erreichen der maximalen Intensität deutlicher.

Die in diesen Figuren ersichtliche Verlängerung der Abflussdauer gegenüber der Regendauer ist nur durch die Sammlung (Transport des Wassers zum Punkt *A*) bedingt. Eine weitere Verlängerung entsteht durch den Vorgang der Speicherung (Wasservolumen in den Fliessgerinnen), der sich dem Vorgang der Wassersammlung überlagert und in Abb. 7 dargestellt ist. Die Wirkung der Speicherung äussert sich vor allem in einer Verschiebung der Abflussfigur. In Wirklichkeit sind die Phasen der Zu- und Abnahme der Abflussintensität aus hydraulischen Gründen nicht symmetrisch (Veränderung der Geschwindigkeit usw.).

Diese hydraulischen Feinheiten kommen jedoch bei der schematischen Konstruktion unserer Abflussbilder nicht zum Ausdruck. Hingegen besteht die Möglichkeit, die geringe anfängliche Geschwindigkeit bei der Festlegung der Anlaufzeit zu berücksichtigen, indem die bei voller Abflussgeschwindigkeit auf Dächern, Strassen und in Rohren etwa benötigten 2–3 Minuten verdoppelt werden. Die meist angewandten fünf Minuten Anlaufzeit sind somit nicht unbegründet. Die Zeit der Benetzung T_B , während der Unebenheiten aufgefüllt werden und sich eine fliessfähige Wasserschicht bildet, spielt für den zeitlichen Ablauf des Fliessvorganges eine untergeordnete Rolle, da diese Wassermenge schliesslich verdunstet. Auch kann die Benetzung schon durch Vorregen erfolgt sein.

4. Der Abflussvorgang bei gemischten Bodenverhältnissen

Wenden wir nun den Sammelvorgang auf ein Gebiet mit gemischter Oberfläche an, das also zum Teil von undurchlässiger, glatter Fläche bedeckt ist, so erhalten wir eine Abflussganglinie wie sie in Abbildung 8 dargestellt ist. Der Bodenbeiwert wurde dabei zu 0,90 bei der glatten, zu 0,10 bei der Gartenfläche angenommen. Solche Annahmen betreffen Verhältnisse zur warmen Jahreszeit, wenn auch die für die Kanaldimensionierungen massgebenden heftigen Gewitterregen zu erwarten sind. γ beträgt in diesem Beispiel $\frac{1}{3}$, die Fliesszeit t_{FK} 9 Min. Wegen der längeren Anlaufzeit kommt die Spitze des Anteils aus dem Garten verspätet an. Bei längerer Regendauer steigt der Abfluss zwar noch etwas an (gestrichelt gezeichnet), gleichzeitig geht aber – sofern es sich um eine Kanaldimensionierung nach der Regenintensitätskurve handelt – die Regenintensität ($r = f[T]$) stärker zurück (= Änderung des Ordinatenmaßstabs). Bei kürzerer Regendauer müsste nach Abb. 5 das Abwasser liefernde Einzugsgebiet reduziert werden, eine bedeutende Erschwerung der Rechnung, die trotz höherer Regenintensität keinen wesentlich grösseren Abfluss brächte. Massgebend ist also die Fliesszeit t_F mit der Anlaufzeit t_0 der glatten Flächen.

Für die Bestimmung des Scheitelabflussbeiwertes können nicht beide Spitzen superponiert werden, der Abfluss aus dem Garten muss mit einem Verzögerungsbeiwert β versehen werden:

$$\psi_s = \mu^* \gamma + \beta \mu (1 - \gamma) .$$

5. Veränderliche Regenintensität

Wendet man die im 3. Abschnitt erklärte geometrische Konstruktion der Abflussganglinie auf einen Regenfall mit steigender und wieder sinkender Intensität an (s. Abb. 9), so ergibt sich – im Gegensatz zu Abb. 5 – eine weitere Spitzenabminderung.

Abbildung 8
Abflussvorgang bei gemischten Bodenverhältnissen.

Abbildung 9
Ganglinien eines Regenfalls (abfliessender Anteil) nach verschiedener Fließzeit.

Diese ist dadurch zu erklären, dass die Dauer der grössten Regenintensitäten kleiner ist als die Fließzeit t_F , dass sich der Abfluss deshalb nicht aus allen Gebietsteilen superponieren kann. Diese Abminderung ist also abhängig von der relativen Grösse desjenigen Teils der Ganglinienfläche (schraffiert), bei dem die Regendauer die Fließzeit nicht erreicht, d.h. von der «Spitzigkeit» der Form der Ganglinie und der Länge der Fließzeit. Bei der Dimensionierung nach der Regenintensitätskurve verwenden wir aber nicht den Spitzenwert, sondern die mittlere Intensität des Regenausschnittes von der Dauer $T = t_F$, die in diesem Beispiel für $t_F = 15$ Minuten gerade der Abflussintensität entspricht.

Es stellt sich nun die Frage, ob die effektiv veränderliche Intensität desjenigen Regens, der zur mittleren Intensität r geführt hat, eine andere maximale Abflussintensität zur Folge habe als die mit konstantem r ermittelte. Eine Untersuchung von verschiedenen Regenformen nach der bisherigen Methode ergibt folgendes Resultat:

Ist die Fliesszeit im Kanal t_{FK} wesentlich grösser als die Anlaufzeit t_o , so kommen die Abfluss-Spitzen bei «spitziger» Regenform unter diejenige mit konstanter Intensität zu liegen.

Wäre die Fliesszeit im Kanal etwa gleich der Anlaufzeit – was höchstens bei kurzen Fliesszeiten für Gartenflächen in Frage kommen könnte – so ergäbe die spitze Regenform grössere Abfluss-Spitzen:

bei 10 Min. um etwa 15%
bei 22 Min. um etwa 30%

Für Kanaldimensionierungen sind also keine Korrekturen wegen veränderlicher Regenintensität notwendig.

6. Wahl des Abflussbeiwertes für Kanaldimensionierungen

Beim Bodenbeiwert μ^* für *glatte*, undurchlässige Oberflächen ist weniger die Versickerung durch Fugen als die auf der Oberfläche und besonders in Unebenheiten zurückbleibende Wassermenge massgebend. Diese wurde von MCKEE für glatte Flächen nach HICKS zu 0,5–0,7 mm veranschlagt [13]. Diese absolute Grösse wird bei starken und langen Regen nur einige wenige Prozent ausmachen (ein «Berechnungsregen» mit $n = 1/5$ kann bei $T = 8$ Min. etwa 15 mm, bei 15 Min. 20 mm Regen bringen); wenn jedoch Jahresmittelwerte gesucht sind, kann der Anteil der Verdunstung über 10% betragen (bei Gartenflächen noch bedeutend mehr). Mit andern Worten kann eine Abhängigkeit von μ^* von der Regenmenge festgestellt werden. HORNER und HOAD [3] geben eine Abhängigkeit von der Regendauer an, nach welcher bei $T = 5$ Min. bis zu 50% Reduktion erhalten würden, was bei unseren Verhältnissen kaum denkbar ist. Hingegen wirkt das bei uns übliche «Abschneiden» der Intensitätskurve im gleichen Sinne; der Übergang auf die konstant bleibende Intensität bei 5 Min. (in Deutschland oft bei 15 Min.) ist allerdings etwas abrupt. Bei einem mengenmässig grossen Regen dürfte sich μ^* zwischen 0,9 und 1,0 bewegen, bei Betrachtung aller Regen (für Jahresmittelwert ψm) zwischen 0,9 und 0,7 und für kleine Regen allein noch bedeutend tiefer: etwa $1/4$ aller Regen, nämlich diejenigen unter $1/2$ mm Regenhöhe, kommen überhaupt nicht zum Abfluss.

Bei natürlicher Bodenoberfläche (*Garten* usw.) wird μ in der Literatur meist mit 0,05 bis 0,20 angegeben, was sich auf die Sommermonate bezieht. BRAUN [2] hat bei schweren, bindigen Böden festgestellt, dass der Abflussbeiwert bei Regenintensitäten über $60 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ nach einer gewissen Zeit eine beträchtliche Höhe erreichte: zwischen 0,5 und 0,8. Von WATKINS [19] stammt die sehr instruktive Abb. 10, wo der Gesamt-abflussbeiwert einzelner Gewitter ψf sowie das Monatsmittel ψm eines natürlichen Geländes in Harlow von etwa 20 km^2 Fläche ohne Überbauung einem errechneten Bodenfeuchtigkeitsdefizit gegenübergestellt sind:

$$\text{Defizit} = \text{Regen} - \text{Abfluss} - \text{Verdunstung}.$$

Die Monatsmittel liegen meist über den angegebenen Einzelwerten, weil dabei der gesamte Abfluss (einschliesslich unterirdische Zuflüsse) mitgemessen wurde; bei den Einzelwerten wurde das Grundband jedoch abgezogen.

Die nach der Fliesszeit zu dimensionierenden *Kanalnetzabschnitte* überschreiten wohl selten 20 Minuten Fliesszeit, bis eine Hochwasserentlastung angeordnet wird. Hier sind deshalb die starken und kurzen ($T = t_F$) Sommergewitter massgebend. Abb. 8 zeigte, dass in bebauten Gebieten der Abfluss von Dächern und Strassen meist allein bestimmend ist für den Scheitelabflussbeiwert ψs ; im allgemeinen kann er nach

Abbildung 10

Jahreszeitliche Verteilung von Bodenbeiwert μ und Feuchtigkeitsdefizit (nach WATKINS).

Abbildung 11

Häufigkeitsverteilung der Abflussrate (nach WATKINS).

in angelsächsischen Ländern geübtem Brauch vereinfachend dem Anteil der glatten Flächen gleichgesetzt werden:

$$\psi s = \gamma .$$

In Grünzonen kann $\psi s = 0,05-0,10$ (Sommergewitter) gesetzt werden (falls γ nicht grösser ist).

WATKINS [19] stellte 1954–59 nach den Messungen in Harlow weiterhin ausgedehnte Untersuchungen über den Abflussbeiwert an 12 verschiedenartig überbauten Einzugsgebieten in England an. Für fast 300 Gewitter (Sommer/Herbst) wurde der Gesamtabflusskoeffizient ψf ermittelt. In Abb.11 ist die Häufigkeitsverteilung des Verhältnisses $\psi f/\gamma$ (Abflussrate) dargestellt. Nur in 7% der repräsentativen Fälle ergab sich ψf grösser als γ , nur in 2% betrug das Verhältnis mehr als 1,1. Da nach einer früheren Überlegung ausserdem ψf über ψs liegen muss, kann damit wohl die Brauchbarkeit des Ansatzes $\psi s = \gamma$ für Kanaldimensionierungen als erwiesen angesehen werden.

7. Gesamtabflussbeiwerte

Für die Bestimmung der Auswirkungen während eines ganzen Jahres – betreffe es die Energiekosten einer Pumpanlage oder die Belastung des Vorfluters mit Schmutz-

stoffen durch einen Regenüberlauf – ist die Kenntnis des Gesamtabflussbeiwertes ψm nötig. Massgebend sind hier nicht bestimmte Regen, weder die kurzen noch die langen, sondern die Gesamtheit der Regenfälle. Es wird nicht ein Maximalwert gesucht, sondern der Mittelwert. Es kommt auch für ψm (oder ψf) wieder der Ansatz

$$\psi = \mu^* \gamma + \mu (1 - \gamma)$$

in Frage (hier natürlich ohne Verzögerungsbeiwert β).

BRAUN [2] stellte bei seinen Versuchen mit künstlicher Beregnung von kleinen, unbebauten Einzugsgebieten schweren Bodens von 7% Neigung fest, dass Regen von geringerer Intensität als 30 l/s · ha auch auf gemähter Wiese keinen Abfluss mehr erzeugten. In die Wirklichkeit übertragen hätten somit nur einige wenige Regen pro Jahr überhaupt einen Abfluss auf Wiesland zur Folge. Demgegenüber erhielt WATKINS [19] in Harlow über zwei volle Jahre hinweg eine totale Abflussmenge, die etwa 33% der Regenmenge ausmachte (worin jedoch wie erwähnt ein Grundband von Bachwasser inbegriffen war).

Bei den Untersuchungen von überbauten Gebieten befasste sich WATKINS hingegen nur mit Gewittern, die zwischen Juni und Oktober fielen. Nach den Werten aus Harlow beträgt der mittlere Bodenbeiwert μ für diese Periode etwa 0,02 für Einzelgewitter, könnte also wohl vernachlässigt werden. Dann ergibt sich μ^* zu $\psi f / \gamma$, was als Abflussrate bezeichnet wurde. Für die repräsentativen «areas 4, 5, 6, 8» bewegte sich diese zwischen 0,70 und 0,84. Als Richtwert für Sommergewitter könnte somit ungefähr gesetzt werden: $\psi f = 0,8 \gamma$ (Abb. 12).

Für das Jahresmittel ψm wäre μ hingegen nicht zu vernachlässigen, sondern je nach Bodenbeschaffenheit mit etwa 0,1–0,3 einzusetzen (0,33 in Harlow mit Grundwasser). Es ergäbe sich somit ein Streuungsband

$$\psi m = (0,7 \dots 0,9) \cdot \gamma + (0,1 \dots 0,3) (1 - \gamma),$$

Abbildung 12
Abflussbeiwerte in Funktion von γ .

Abbildung 13
Streuung der Werte ψf in Northampton.

wobei die Werte eher in der oberen Hälfte des Bandes zu wählen wären, wenn keine näheren Hinweise vorhanden sind, z. B. $\psi m = 0,25 + 0,6 \cdot \gamma$.

In Abb. 13 sind die gemessenen Abflussbeiwerte ψf von den ausführlichen Ermittlungen in Northampton [4], auf die wir noch zurückkommen werden, graphisch aufgetragen.

Für die Dimensionierung von *Rückhaltebecken* ist der mengenmässige Abflussbeiwert von meist längeren Regen massgebend, die vor allem im Frühling und Herbst auftreten (meteorologische Situation: Okklusion). Diese Fälle wurden von WATKINS leider nicht untersucht. Nach Abb. 8 ist die Addition der Abflüsse aus glatten und Gartenflächen notwendig. μ^* wird dabei hoch sein (0,9 ... 1,0). Für einen begründeten Vorschlag für μ reichen leider weder die vorliegenden Abflusswerte noch die unabhängig von der Jahreszeit ermittelten Regenintensitäten aus. Sicher ist jedoch, dass ψf grösser als ψs gewählt werden muss, vielleicht mit μ im Bereiche 0,2–0,5. Die Durchlässigkeit des Bodens spielt dabei natürlich auch eine Rolle. In der Praxis wird man wohl am ehesten den Gesamtabflussbeiwert ψm verwenden.

III. Die Abflussdauerkurve

1. Die Dauerkurve der Regenintensitäten

Bindeglied zwischen Regenintensitäts- und Regendauerkurve ist die Ganglinie. Die Intensitätskurve eines beliebigen Einzelregens entsteht durch Mittelbildung, also Integration, aus der Ganglinie (Abb. 14). Die für die Dimensionierung gebräuchlichen Intensitätskurven entsprechen einem theoretischen Regenfall, der über jede betrachtete Zeitspanne die alle $1/n$ Jahre einmal beobachtete grösste mittlere Intensität ergibt.

Die Regendauerkurve stellt die Hüllkurve sämtlicher effektiv gefallener, lückenlos gegen die Ordinatennachse aneinandergeschobener Ganglinien eines Jahres dar, theoretisch insofern, als es sich um das Mittel aus x Beobachtungsjahren handelt. Es wäre interessant, die Regendauerkurve aus der Intensitätskurve zu entwickeln und mit der

Abbildung 14

Zusammenhang zwischen Ganglinie und Intensitätskurve eines beliebigen Regenfalls.

statistisch aus dem gleichen Regenstreifenmaterial gewonnenen Kurve zu vergleichen. Die für die Ableitung der Intensitätskurven von HÖRLER/RHEIN verwendeten Daten beschränkten sich jedoch auf die Starkregen.

Allerdings würde es uns wenig nützen, wenn die Regendauerkurve noch genauer erfasst werden könnte, denn was wir für die Bestimmung der Überfallmengen eines Regenüberlaufs brauchen, ist eine Dauerkurve der *Abflussmengen*. Zwischen Regen und Regenabfluss liegen aber alle in Kapitel II erwähnten Einflüsse der Versickerung, Verzögerung usw., die so schwer in Zahlen gefasst werden können.

Mangels einer Abflussdauerkurve pflegte man bisher die Regendauerkurve zu benutzen, was bei der Fliesszeitmethode mit einer einfachen Maßstabsänderung geschehen kann, bedeutet doch r gemäss Definitionsgleichung zugleich Regenintensität pro ha effektiver und Abflussintensität pro ha reduzierter Fläche. Wohl alle bisher in der Schweiz vorgenommenen Berechnungen von Überfallmengen beruhen auf der Auswertung der Zürcher Regen der Jahre 1937–39 von HÖRLER [6]. Ausser der Maßstabsänderung um ψs werden dabei keine Veränderungen der Regenganglinie zur Abflussganglinie berücksichtigt. Es liegt auf der Hand, dass besonders in den oberen Teilen der Kurve (Spitzenreduktionen im Verlaufe des Abflusses) und im untersten (zeitliche Kompensationen dafür) grössere Abweichungen zu erwarten sind. Das wurde andeutungsweise in der Praxis schon festgestellt. Auch beim elektronischen Verfahren von WARG [18] nach einer Ganglinienmethode nehmen die Einflüsse der Verzögerungen bei grösseren Fliesszeiten erhebliches Ausmass an.

Erfreulicherweise wurde in England unlängst eine Abflussdauerkurve veröffentlicht, die – an die veränderten Verhältnisse angepasst – auch für unsere Untersuchungen dienen kann.

2. Die Adaptation der Abflussdauerkurve von Northampton

Das Water Pollution Research Laboratory in Stevenage hat in den Jahren 1960 und 1961 ausführliche quantitative (und qualitative) Untersuchungen über den Abfluss aus einem im Mischsystem entwässerten Gebiet in Northampton angestellt [4]. Das Einzugsgebiet betrug 93 ha, die Besiedlungsdichte 103 Einwohner/ha, die befestigten Flächen überdeckten die Hälfte des Gebietes ($\gamma = 0,50$). Die Fliesszeit dürfte etwa 20 Min. betragen haben. Von jedem Regen wurde ψf errechnet. Abb. 13 zeigt die grossen Streuungen; die Werte sind nicht nach Jahreszeiten aussortiert worden. In Anbetracht dessen, dass es sich um Jahres- und nicht Sommermittel handelt, sind die Werte vergleichsweise niedrig. Bei starken Sommergewittern (mit x bezeichnet) sind sie rund 20% niedriger als die Jahreswerte.

Eine Dauerkurve der Regenintensitäten wurde nicht erstellt für diese $2\frac{1}{2}$ Jahre, wohl aber eine Dauerkurve der Abflussintensitäten, angegeben in Stunden/Jahr und (umgerechnet) l/s. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen jährlichen Regenhöhen (nur 650 mm in Northampton) und angenäherter Anpassung der kürzeren jährlichen Regendauer ist es möglich, eine mit der Zürcher Regendauerkurve vergleichbare Abflussdauerkurve zu erhalten, indem wir die Werte r durch ψm teilen. Damit erhalten wir den Abfluss des Regens, der eintreten würde, wenn kein Wasserverlust durch Versickerung und Verdunstung stattfände, sondern nur eine Verzögerung durch den Fliessvorgang. Es entsteht daher also eine «Intensitätsdauerkurve des verzögerten Regens», kurz eine Verzögerungdauerkuve, die unabhängig von ψm , aber

abhängig von der Fliesszeit t_F ist. Interessant ist die Auftragung im Wahrscheinlichkeitsnetz (Abb.15): Während die Regendauerkurve als statistische Grösse ungefähr eine Gerade bildet, weicht die Verzögerungsdauerkurve bei etwa $20 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ plötzlich stark davon ab, und zwar im gleichen Sinne, wie es die theoretischen Überlegungen erwarten lassen.

Abbildung 15
Dauerkurven im Wahrscheinlichkeitsnetz.

Wenngleich diese Verzögerungsdauerkurve vom Abflussbeiwert ψm unabhängig ist, so doch nicht von ψs oder dem Verhältnis $\psi s/\psi m$. Denn die Dauerkurve stellt ja eine Summe von Ganglinien dar, deren Spitzen durch ψs und deren umschlossene Flächen durch ψm bestimmt sind. Doch kann – von der vorliegenden abgewandelten Kurve von Northampton ausgehend, bei der $\psi s \approx \psi m$ – die Intensität auch nicht einfach im Verhältnis $\psi s/\psi m$ abgemindert werden, da dadurch der Flächeninhalt verändert würde. Systemgerecht kann so vorgegangen werden, dass eine Hilfsabszisse z.B. durch den Flächenschwerpunkt gelegt und darüber im Verhältnis $\psi s/\psi m$ reduziert und darunter wieder kompensiert wird. Dadurch erhalten wir eine Kurvenschar mit dem Parameter $\psi s/\psi m$.

Da also ψs und ψm bekannt sein müssen, können wir ebensogut die Ordinate durch ψs statt ψm teilen; dadurch ergibt sich nämlich der grosse Vorteil, dass wir mit dem üblichen Bezugswert der reduzierten Fläche $\psi s \cdot F$ in das Diagramm gehen können und keinen neuen Begriff $\psi m \cdot F$ bilden müssen. Da wir für unsere Berechnungen Flächeninhalte aus dem Diagramm entnehmen müssen, haben wir es in linearem Mass-

Abbildung 16
Verzögerungsdauerkurve des Regenabflusses und Summenkurve.

stab aufgezeichnet (Abb. 16). Sowohl die Dauerkurve wie ihre Integralkurve «Überlaufmengen» wurde bei 50% abgebrochen, da die unteren Werte zu vage sind.

Die gezeichneten Verzögerungsdauerkurven beruhen auf einer Fliesszeit von etwa 20 Min., dürften somit für viele Fälle von Regenüberläufen gelten. Bei kürzerer Fliesszeit wird sich der Knick nach oben, bei längerer nach unten verschieben.

Die vorliegenden Ausführungen beziehen sich auf den einfachen Fall, wo die Überlaufmenge eines einzigen oder mehrerer parallelgeschalteter Überläufe bestimmt werden soll. Bei Hintereinanderschaltung können jedoch bei grösseren Einzugsgebieten noch weitere Verzögerungen durch die Fliesszeit zwischen den Entlastungen entstehen. Für ihre Berücksichtigung hätten noch weitere Variable eingeführt werden müssen. Davon wurde abgesehen und die vorliegenden Verzögerungsdauerkurven unseren Berechnungen zugrunde gelegt.

IV. Regenbecken

Der für den Gewässerschutz günstigste Beckentyp ist das *Rückhaltebecken* (auch Puffer-, Stapel-, Speicherbecken). Es besitzt nur einen Ablauf Richtung Kläranlage, keinen Überlauf, es gehen also keine Schmutzstoffe verloren. Seine Wirkung besteht darin, dass die Spitzen des Zulaufs im Becken gespeichert werden und für den Ablauf ein kleineres Rohrkaliber genügt. Der Einbau eines Rückhaltebeckens ist also eine rein hydraulisch/wirtschaftliche Massnahme und berührt den Schmutzstoffhaushalt nicht, sofern der Abfluss noch in die Kategorie des Starkregens fällt.

Regenklärbecken sind ein Notbehelf: sie haben die Aufgabe, den dem Vorfluter zugewiesenen Mittelregen wenigstens grob zu klären. Sie haben also zwei Abläufe, einen zum Vorfluter und einen zur Kläranlage (oft mit Pumpe). LAUTRICH [12] nennt diesen Typ Ausgleichsbecken, da kleinere Regenmengen hier vorübergehend gespeichert werden. Er bezeichnet es jedoch als Absetzbecken, wenn es nach abgeklungenem Regen nicht geleert wird, also keine Speicherung möglich ist. Da das Wasser darin aber bald zu faulen beginnen dürfte, ist dieser letztere Typ nicht zu empfehlen.

Bei den uns für den Schmutzstoffhaushalt interessierenden Regenbecken RB handelt es sich also immer um Regenklärbecken.

1. Rückhaltebecken

Der Vollständigkeit halber möchten wir jedoch trotzdem auch kurz auf die Bemessung der Rückhaltebecken eingehen. Es stellt sich dabei die Aufgabe, bei gegebener Häufigkeit der Überschreitung und bestimmter Ablauföffnung (oder Abflussmenge) des Beckens die grösste sich akkumulierende Wassermenge zu berechnen, oder – auf die vorhandenen Rechenhilfen ausgerichtet – denjenigen «Rechteckregen» (r = konstant) auf Grund der Regenintensitätskurve zu bestimmen, der diese grösste Puffermenge bringt.

Um nicht neue Bezeichnungen für die verschiedenen Werte (je nach Verwendung) desselben Abflussbeiwertes einführen zu müssen, bedeuten im folgenden die Zeichen ψs , ψm und ψf nur die reinen Zahlenwerte, die sich dafür nach den Ausführungen in Kapitel II 6, 7 ergeben, ohne Berücksichtigung der Definitionen (Mengen oder Intensitäten). Weiter wurde im Diagramm Abb. 19 der zwar richtige, aber bisher unbekannte Ausdruck ψf als Annäherung durch den bekannteren ψm ersetzt.

Abbildung 17

Zufluss- und Abflussganglinien eines Regenrückhaltebeckens bei konstanter Regenintensität.

Gemäss den bisherigen Ausführungen (insbesondere Abb. 8) werden sich bei einem Regen konstanter Intensität etwa die in Abb. 17 ausgezogenen Ganglinien für Zu- und Abfluss des Beckens einstellen. Zur Ermöglichung der rechnerischen Behandlung dürfte es wohl zulässig sein, die Zuflussfigur in ein Trapez von der Höhe $r \cdot \psi f$ zu verwandeln und den meist von der Fülltiefe des Beckens abhängigen Abfluss durch den konstanten mittleren Abfluss q_{ab} zu ersetzen. Damit ergibt sich das Puffervolumen V zu

$$V = (\psi f r - q_{ab}) \cdot \left(T - \frac{q_{ab}}{\psi f \cdot r} \cdot t_F \right).$$

Nun setzen wir nach der üblichen Intensitätsformel für T den Ausdruck $\left(\frac{K}{r} - B \right)$ ein und differenzieren nach r , um als Maximalwert den erforderlichen Beckeninhalt i zu erhalten:

$$i_{erf} = \frac{dV}{dr} = \left(\sqrt{\frac{\psi f \cdot K}{q_{ab}}} - t_F - \sqrt{B} \right)^2 \cdot q_{ab} \cdot \left(r = \frac{K}{T + B} \right)$$

Die Einführung des Hilfswertes $A = \frac{\psi f \cdot K}{q_{ab}} \left[\min = \frac{1 \cdot \min \cdot l/s \cdot ha}{l/s \cdot ha} \right]$ führt zur Formel

$$\frac{i_{erf}}{q_{ab}} = \left(\sqrt{A - t_F} - \sqrt{B} \right)^2 = \frac{i_{erf} \cdot F_{eff}}{q_{ab} \cdot F_{eff}} = \frac{I_{erf}}{Q_{ab}} \left[\frac{m^3}{l/s} \right].$$

Die geometrische Bedeutung der Bezeichnungen ist in Abb. 18 erläutert.

Die verwendete Regenintensitätsformel wurde bei der Auswertung von Starkregen erhalten. Weitere Untersuchungen [15] zeigten, dass sie für Regendauern über

Abbildung 18

Bedeutung der Bezeichnungen in der Formel für das Puffervolumen.

einer Stunde nicht mehr angewendet werden darf. Die Intensität wird dann reziprok proportional zu $T^{3/4}$. Damit ergibt sich für den Bereich der langen Regen:

$$r = \frac{K}{B + 60} \cdot \left(\frac{60}{T}\right)^{3/4}.$$

Dieser kompliziertere Ausdruck entzieht sich leider einer einfachen Auswertung. Nur für den Fall $t_F = 0$ ergibt sich eine einfache Formel:

$$\frac{i_{erf}}{q_{ab}} = 1701 \cdot \left(\frac{A}{B + 60}\right)^{3/4} \left. \begin{array}{l} i \text{ in m}^3 \\ q_{ab} \text{ in l/s} \end{array} \right\} \text{ pro ha}_{eff}$$

A und B in Min.

Die Grenzlage $T = 60$ Min. ergibt verständlicherweise nicht denselben Inhalt mit der Formel für Starkregen und derjenigen für lange Regen:

$$A_{grenz} = \frac{(60 + B)^2}{B} \text{ (Starkregen)} \quad A_{grenz} = 4(B + 60) \text{ (lange Regen).}$$

$\approx 400-600$ ≈ 280

Das Diagramm Abb.19 erlaubt eine einfache Bestimmung des nötigen Puffervolumens I/Q in Funktion von A für verschiedene Werte von B sowohl im Bereich der Starkregen wie bei langen Regen.

ANNEN und LONDONG haben sich vor einigen Jahren ausführlich mit der Bemessung von Rückhaltebecken beschäftigt [1]. Zum Vergleich mit ihrer heute wohl am häufig-

Abbildung 19
Diagramm zur Bestimmung des erforderlichen Puffervolumens bei Regenrückhaltebecken.

sten benützten Methode (siehe auch [10]) kann ihr Bemessungswert « B » folgendermassen ausgedrückt werden:

$$\llcorner B \gg = \left(\sqrt{24 - \eta t_F} - 3\sqrt{\eta} \right)^2. \quad \eta \text{ nach [1, 10]}$$

Da wir vom trapezförmigen Abflussbild ausgegangen sind, haben wir dieselben Resultate erhalten wie die seinerzeitige, etwas aufwendige Methode von Lautrich [1, Bild 10]. Dabei liegen die Werte mit steigender Fliesszeit stärker unter den Werten von ANNEN und LONDONG. Wesentlich ist dabei aber, dass ANNEN und LONDONG mit ψ s arbeiten, was nun ihrerseits meist wieder zu knappe Bemessungen ergeben dürfte.

Weiterhin ist zu bedenken, dass die für die Regenintensitätskurve verwendeten Regendauern nur Ausschnitte aus grösseren Regen darstellen. Die Vor- und Nachregen können weiteres Puffervolumen beanspruchen, das rechnerisch nicht erfassbar ist. Da auch die Annahme des Abflussbeiwertes unsicher ist, soll die Genauigkeit des berechneten Beckeninhalts nicht überschätzt werden!

2. Klärbecken

Der für ein reines Rückhaltebecken meist nötige ausserordentlich grosse Nutzinhalt – ein Vielfaches der Grösse eines Vorklärbeckens – kann reduziert werden, indem man die Häufigkeit n des Überfliessens vergrössert. Dann wird es aber zweckmässig, einen geordneten Überlauf zu erstellen, – und damit haben wir den Typ des Klärbeckens. Es stellt sich nun die Frage, wie klein das Becken vom Vorfluterschutz aus gesehen gehalten werden kann und diese Frage ist der Hauptgegenstand unserer Untersuchungen.

Es hat keinen Zweck, das zur Kläranlage zu leitende Abwasser ebenfalls offen durch das Becken zu führen, sonst müsste nämlich der Beckeninhalt etwa im Verhältnis $Q_{krit} : (Q_{krit} - Q_{KA})$ vergrössert werden. Es wurde angenommen, dass auch der Starkregen vor dem Becken durch Hochwasserentlastungen schon im Netz abgetrennt worden ist. Die Berechnungen zeigen aber, dass die Beachtung dieser Anordnung von geringem Einfluss ist, da sich Vor- und Nachteile etwa die Waage halten: längerer Aufenthalt im Becken bei Spitzenbelastung einerseits – andererseits wird weniger Abwasser erfasst.

Neben der Klärung des durchfliessenden Abwassers erfüllt auch das Klärbecken noch eine Speicheraufgabe. Von jedem Regen bleibt eine ganze Beckenfüllung zurück, sofern das Becken vorher leer und der Regen gross genug war. Daraus ergibt sich die jährliche Retentionsmenge eines Beckens vom Inhalt i , wie es Abb. 20 zeigt. Die Wirkung dieser Retention kann diejenige der Klärung übertreffen. Für die jährliche Häufigkeit des Erreichens einer Regenintensität wurden die Werte von HÖRLER [6] verwendet.

Die Entleerung des Beckens beginnt erst, wenn der Zulauf unter den Wert $1 + m$ gesunken ist. Der Beckeninhalt durchläuft also den mechanischen, meist nicht aber den biologischen Teil der Anlage. Noch besser wäre es allerdings, zu warten, bis er auch durch den biologischen Teil genommen werden kann.

Als Bemessungsgrösse für das Regenbecken drängt sich – analog dem Vorklärbecken – die Aufenthaltszeit bei einer näher zu definierenden Wassermenge auf. Zweckmässig könnte dabei die «Breite» des Mittelregens sein, d.h. die Intensitätsdifferenz Δr zwischen der Einstellung $(1 + m)$ der Regentlastung und derjenigen

(r_{krit}) der Hochwasserentlastung. Eine Änderung in der Einstellung $1 + m$ hat aber nicht nur für das Regenbecken Folgen, sondern auch für die Kläranlage, indem dort der Kläreffekt und in der Folge auch der Gesamteffekt bei abnehmender Aufenthaltszeit im Regenbecken steigt (s. Kap. VI, 4). Es wäre jedoch von Vorteil, wenn Parameter und Gesamtwirkung nicht gegenläufig wären. Das wird erreicht, wenn der Schwachregen ebenfalls zur Berechnung beigezogen wird. Da aber der Einfluss der Einstellung der Hochwasserentlastung gering ist, (was noch zu zeigen ist) kann ebensogut auf eine bestimmte Begrenzung der Wassermenge verzichtet und die Grösse durch den Beckeninhalt pro reduzierte Hektare angegeben werden. Um trotzdem einen Vergleich mit andern Angaben zu ermöglichen, sind in der nachfolgenden Tab.1 die Aufenthaltszeiten für die theoretische Menge des Mittelregens für verschiedene Kombinationen angegeben:

$$T = \frac{I}{Q} = \frac{i}{q}$$

$$Q = r_{krit} \cdot F_{red} - (1 + m) \cdot QTW.$$

Tabelle 1
Theoretische Aufenthaltszeit für den Mittelregen: r_{krit} bis $1 + m$ (Starkregen vorher in Vorfluter, Schwachregen nicht durch Becken geführt)

Besiedlungsdichte		40	100		40		100		Vorklärbecken zum Vergleich		E/ha_{eff}
Beckengrösse		$\left\{ \begin{array}{l} 22 \\ 3 \end{array} \right.$	$\begin{array}{l} 10 \\ 3 \end{array}$		$\begin{array}{l} 75 \\ 10 \end{array}$		$\begin{array}{l} 33 \\ 10 \end{array}$		$\begin{array}{l} 32 \\ 48 \end{array}$		l/E m^3/ha_{red}
Einstellung der Regenüberläufe:										minimale Aufenthaltszeit T	
$1 + m$	r_{krit}										
1 + 4	20	$3^{1/2}$	6	12		$20^{1/2}$			12	18	Minuten
	15	$5^{1/2}$	17	$18^{1/2}$		(56)					
1 + 2	20	3	$3^{1/2}$	10		$12^{1/2}$			20	30	
	15	$4^{1/2}$	6	14		20					
1 + 1	20	2.8	3	9		$10^{1/2}$			30	45	
	15	3.8	$4^{1/2}$	13		15					
1 + $1/2$	20	2.7	3	9		$9^{1/2}$			40	60	
	15	3.7	4	12		$13^{1/2}$					
1 + 0										60	90

V. Verschmutzung des Regenwassers

1. Jahreshaushalt

Der Grad der Verschmutzung des Mischwassers bei Regenwetter ist wesentlich für die Berechnung des Schmutzhaushaltes in einem Entwässerungssystem. In der Literatur sind vereinzelte Angaben darüber zu finden; doch fehlen meist nähere Daten über Besiedlungsdichte und Dauer der vorangegangenen Trockenperiode (um nur zwei wichtige Punkte zu erwähnen). Wie sehr solche Gegebenheiten jedoch den Schmutzhaushalt beeinflussen, mögen einige allgemeine Überlegungen zeigen.

$$\sigma_R = \frac{c_R}{c_T} = \frac{rrd + a + f}{rrd + rrw} = \frac{rrd + rrs}{rrd + rrw}.$$

Da der totale häusliche Anfall $N + A$ von a unabhängig ist, verändert eine Variation von a ausser A auch N und damit f , c_T und σ (fraglich ist allerdings, ob sich die in der Schweiz angenommenen 80 g absetzbarer Stoffe pro Kopf und Tag wirklich auf den Wert $N + A$ beziehen): $c_H = \frac{N + A}{J_{TW}} = c_T \cdot (1 + a)$.

Der spezifische Feldanfall f hängt einerseits vom Verschmutzungsgrad dieses Anfalls σ_F (Konzentration c_F) und andererseits vom relativen Regenanfall ab:

$$f = \frac{F}{N} = \frac{JR \cdot c_F}{J_{TW} \cdot c_T} = rrw \cdot \sigma_F,$$

somit wird der Verschmutzungsgrad des Mischwassers bei Regenwetter

$$\sigma_R = \frac{rrd + rrw \cdot \sigma_F + a}{rrd + rrw}.$$

σ_R hängt also stark von rrw und damit der Besiedlungsdichte ab, beispielsweise mit den hier angenommenen Werten von $Jh = 1000 \text{ mm/J}$ und $Jtw = 130 \text{ m}^3/EJ$:

$$rrw = \frac{JR}{J_{TW}} = \frac{Jh \cdot \psi m}{Jtw \cdot d} = 78 \frac{\psi m}{d}. \quad (d = \text{Einwohner/ha}_{\text{eff}})$$

Neben diesen Zusammenhängen im grossen kommt es bei stichprobenweisen Messungen sehr auf die momentanen Umstände an: sowohl die Abflusskonzentration c_F wie die Menge der im Kanal abgelagerten Stoffe häuslicher Herkunft sind eine direkte Folge der seit dem letzten Regenfall verflossenen Zeit. Während dem Regen selbst wird dann der grössere Teil der angesammelten Schmutzmengen mit dem ersten Schwall fortgetragen, worauf die absolute Schmutzmenge pro Minute wieder stark abnimmt.

2. Messungen in Northampton

Die einzigen uns bekannten systematischen Untersuchungen grösseren Umfangs von Mischwasser in einem Entwässerungssystem stellen die schon erwähnten Abflussmessungen in Northampton [4] dar, deren Auswertung sich glücklicherweise ebenfalls auf die uns interessierenden Werte der Schwebestoffe, des BSB und weitere Komponenten erstreckte. An 200 Tagen wurden über 3200 Proben von über 300 Regenfällen genommen. Dem Vergleich mit dem Trockenwetteranfall dienten 737 weitere Proben von 57 Tagen. Es ergaben sich folgende Durchschnittswerte für den Trockenwetteranfall (mittlerer Anfall: 153 l/ET):

		g/ET	mg/l
Schwebestoffe	SS	56	368
Permanganatverbrauch	KMnO ₄ ¹⁾	13	87
BSB ₅		51	333
Ammoniak-Stickstoff	NH ₃ -N	6,5	42,8
Chloride	Cl	1,5	91

1) 4 Stunden bei 28 °C (gibt etwa 1/4 der 10minutigen Kochprobe).

Interessant ist die Verschmutzung bei Regenwetter einerseits in Funktion der seit Regenbeginn verflossenen Zeit (s. Tab. 2), andererseits in Funktion der Wassermenge (s. Abb. 21).

Abbildung 21

Mittlere Konzentrationen verschiedener Komponenten in mg/l in Funktion der Abflussmenge (Februar 1960–Januar 1962) der Untersuchungen in Northampton (GAMESON).
(..... Zum Vergleich bei Verdünnung mit Reinwasser).

Tabelle 2

Konzentration bei Regenwetter in % der durchschnittlichen Konzentration bei Trockenwetter in Funktion der Zeit seit Regenbeginn bei den Untersuchungen in Northampton (GAMESON)

Minuten seit Regenbeginn	absetzbare Stoffe	BSB ₅	KMnO ₄	Ammoniak-Stickstoff	Chloride
0 – 5	252	112	134	52	64
5 – 15	234	92	114	43	59
15 – 25	231	79	108	36	46
25 – 35	194	65	93	28	41
35 – 50	149	46	76	22	36
50 – 70	99	32	56	18	30
70 – 120	79	29	47	16	36
über 120	61	25	42	19	29

3. Ablagerungen im Kanalnetz von Northampton

Die ausnehmend grosse Konzentration von Schwebestoffen bei Regenwetter gab Anlass zu Nachforschungen über die Herkunft dieser Stoffe. Insbesondere war von Interesse, wieviel zusätzliche Stoffe durch Oberflächenwasser ins Kanalnetz gelangen

und wie viele nur durch die grössere Spülkraft mitgerissene Ablagerungen von häuslichem Abwasser darstellen.

Neben vereinzelt nicht schlüssigen Messungen von reinem Oberflächenwasser wurde an einem Sonntagmorgen im Dezember eine kontrollierte Spülung mit Reinwasser angeordnet, zuerst auf das Siebenfache, später auf das Siebzehnfache des momentanen Trockenwetteranfalls. Die Proben wurden alle Minuten genommen. 3 Min. nach Beginn des Anschwellens der Wassermenge war der Schwebestoffgehalt von 100 mg/l auf 7500 angestiegen, nach weiteren 5 Min. wieder auf 1000 mg/l gefallen. Die spätere Erhöhung der Wassermenge hatte nur noch ein leichtes, kurzfristiges Ansteigen des fallenden Schwebestoffgehalts zur Folge.

Dieser Versuch zeigt eindeutig – die andern Einzelerhebungen bestätigen es –, dass das Ansteigen der Konzentration bei Regenwetter *vor allem der vergrösserten Spülwirkung* zuzuschreiben ist.

Ursache dieser sehr grossen Ablagerungen sind wohl die teilweise ausserordentlich *geringen Fliessgeschwindigkeiten* im Netz. Die Geschwindigkeit von 15 cm/sec wird beim Nachtminimum durchschnittlich in 38% der Querschnitte nicht erreicht, bei der Tagesspitze sind es immer noch 15%. Die mittlere Fliessgeschwindigkeit wurde auch durch einen Färb- und Salzungsversuch ermittelt. Sie betrug während der Nacht 15 cm/sec, am späten Morgen 43 cm/sec; die ersten 500 m wurden nachts mit nur 7 cm/sec durchflossen!

Die geringen Geschwindigkeiten kommen teilweise daher, weil ein Grossteil des Netzes überdimensioniert scheint, bestehen doch über drei Viertel des gesamten Netzes aus Eiprofilen 36"/24" und 33"/24"; etwa 200 m (von insgesamt 14 km) sind noch 4" breiter. 80% des Netzes weisen ein Gefälle zwischen 33 und 6‰ auf, das Mittel beträgt 13‰.

4. Übertragung der Resultate

Die Ermittlung der Werte a und f nach dem 1. Abschnitt bereitet einige Schwierigkeiten, da sich in Northampton verschiedene Angaben erst auf einen Abfluss von über dem dreifachen Trockenwettermittel beziehen. Trotzdem kann die relative Regenweterschmutzmenge $r r s = a + f$ zu etwa 11% beim BSB und 45–50% bei den absetzbaren Stoffen ermittelt werden. Die Spülung mit Reinwasser ergab keine verwertbaren Zahlen, denn die Dauer der vorangehenden Ablagerungsperiode ist unbekannt. Da auch keine Messungen von Oberflächenabflüssen angegeben werden, ist es nicht möglich, die Werte a und f zu berechnen.

Hingegen können Resultate aus direkten Messungen von Oberflächenabflüssen bei anderen Autoren gefunden werden. Wir haben in Abb. 22 die BSB-Konzentrationen, die KURZWEIL [11] anführt, in Funktion der seit Regenbeginn verflossenen Zeit aufgetragen. Wohl nimmt im einzelnen Falle die Konzentration im Laufe der Zeit ab, doch ist die Zahl der Messungen (50) zu gering, um diese Abhängigkeit konkret auszudrücken. Die unabhängig von der Zeit im Wahrscheinlichkeitsnetz aufgetragenen Werte von Großstadtstrassen ergeben eine Gerade mit folgenden Häufigkeitswerten:

mg/l	Häufigkeit	mg/l
unter 10	5%	über 85
unter 17	20%	über 50
unter 30	50%	über 30

Abbildung 22
Verschmutzung des Regenwassers bezüglich BSB₅ (nach KURZWEIL).

Wenn wir auch in Northampton mit einer mittleren BSB-Konzentration von $c_F = 30$ mg/l rechnen, so ergibt sich

$$f = \sigma_F \cdot rrw = \frac{30}{333} \cdot 0,43 = 4\%$$

und daraus $a = 11 - 4 = 7\%$ (mit $c_F = 20$ erhalte man $f = 2\frac{1}{2}\%$ und $a = 8\frac{1}{2}\%$).

Werte für abgesetzte Stoffe sind einem Hinweis auf eine andere englische Untersuchung zu entnehmen [22]: der Mittelwert ohne Berücksichtigung der ersten 20 Min. des Regensfalls und der Regen mit mehr als 2 Tagen Abstand vom vorhergehenden betrug 160 mg/l.

Ausführlichere Untersuchungen des Rob.A.Taft Sanitary Engineering Center, Cincinnati/Ohio [20], wurden uns nach der Durchführung der Berechnung bekannt. Diese betrafen den Regenabfluss eines im Trennsystem entwässerten Gebietes von 11 Hektaren mit lockerer Besiedlung (22 E/ha) und erstreckten sich ebenfalls auf zwei Jahre. Es wurden sehr viele Komponenten gemessen und auch Bakterien gezählt. Die Mittelwerte betrugen (die Werte für Schmutzwasser und Messungen von aufgefange-nem Regen sind zum Vergleich angeführt):

		Fallender Regen	Regenabfluss	Schmutzwasser
Schwebestoffe	mg/l	13	227	200
Glühverlust	mg/l	3,8	57	
BSB ₅	mg/l		17	200
Löslicher Phosphor (PO ₄)	mg/l	0,24	1,1	25
Gesamtstickstoff	mg/l	1,3	3,1	30

Bei der Festlegung der unseren Untersuchungen zugrunde zu legenden mittleren Verschmutzungen während der Regenzeit stützten wir uns auf die erwähnten Zahlen. Für F war die Konzentration c_F der Ausgangspunkt, für A der Wert a , wobei die Annahmen eher zu hoch als zu tief liegen sollten. Die Werte sind in Tab.3 zusammengestellt.

Tabelle 3
Annahmen der Verschmutzungswerte

		Absetzbare Stoffe Besiedlung locker dichter		BSB ₅ Besiedlung locker dichter	
Einwohnerdichte d	E/ha	40	100	40	100
Schmutzwasserspende qtw''	$\text{l/s} \cdot \text{ha}_{red}$	1,3	2,7	1,3	2,7
gegeben:					
rrd	%	14	14	14	14
rrw	%	78	35	78	35
c_H	mg/l	228	228	214	214
Annahmen:					
a	%	30	25	10	8
c_F	mg/l	150	200	30	35
berechnet:					
c_T	mg/l	175	182	194	198
$\sigma_F = c_F/c_T$	%	86	110	15	17
$f = \sigma_F \cdot rrw$	%	67	38	12	6
$rrs = a + f$	%	97	63	22	14
$\sigma_R = \frac{rrd + rrs}{rrd + rrw}$	%	121	157	39	57
α		44,2	51,1		

Eine Änderung des angenommenen mittleren Verschmutzungsgrades σ_R hat in den Diagrammen 25–28, in denen die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt sind, nur eine Maßstabsänderung zur Folge. Sie kann nach folgender Formel berechnet werden:

Δ = relative Verschiebung der Nulllinie nach oben ,
$$= \alpha_0 \frac{\sigma_n - \sigma_0}{\sigma_n}$$
 wobei σ_0 alter Wert für σ_R ,
 σ_n neuer Wert für σ_R ,
 α_0 von σ_0 und d abhängiger Faktor .

Wenn beispielsweise bei lockerer Bebauung mit $c_F = 200$ statt 150 mg/l absetzbaren Stoffen gerechnet werden soll, so gäbe das eine Erhöhung von σ_R von 121 auf 145% und somit eine Verschiebung des Rasters des Eliminationseffektes um

$$= 0,442 \frac{145 - 121}{145} = 7,3\% ,$$

d. h. die neue 90%-Linie läge an der Stelle 90,73 des alten Rasters.

Der zweite Schritt der Übertragung besteht darin, den mittleren Verschmutzungsgrad σ_R in Anlehnung an Abb.21 in bezug auf die Abflussintensität zu differenzieren. Es wurden 2 Kategorien angenommen mit der Grenze bei höchstens 1 + 15 für die absetzbaren Stoffe und bei etwa 1 + 7 für den BSB. Es ergaben sich folgende Werte für den Verschmutzungsgrad bei Regenwetter (Vielfache der Konzentration bei Trockenwetter) σ_R :

Besiedlung	Absetzbare Stoffe locker	dichter	BSB ₅ locker	dichter
Regen stark	1,47	2,26	0,25	0,3
Regen mittel + schwach	1,18	1,51	0,45	0,6
gewogenes Mittel	1,21	1,57	0,40	0,57

Für die Angabe der Vorfluterbelastung in absoluten Werten wurde angenommen, dass sich die allgemein üblichen Angaben in $g/E\ T$ auf den ganzen häuslichen Schmutz-anfall, also $N + A$, beziehen. Damit ergeben sich folgende Jahreswerte:

Besiedlung	Absetzbare Stoffe locker	dichter	BSB ₅ locker	dichter
	(80 g/ET)		(75 g/ET)	
kg/J · ha _{eff} : häuslich $N + A$	1170	2920	1100	2740
total $N + A + F$	1770	3800	1200	2870
prozentual: $\frac{F}{N + A}$	51%	30%	9%	5%
$rrs = \frac{A + F}{N}$	97%	63%	20%	13%

VI. Berechnung des jährlichen Schmutzstoffhaushaltes

1. Annahmen

Es ist klar, dass man bei der vorliegenden Fülle an möglichen Variablen eine strenge Auswahl treffen muss, um ein übersichtliches Resultat zu erhalten. Viele variable Faktoren müssen als konstant angesehen, andere auf *eine* Abhängigkeit be-schränkt werden. Verschiedene Vereinfachungen sind schon angeführt worden, andere folgen hier. Die Vorfluterbelastung bezieht sich auf *eine Hektare* Einzugsgebiet (nicht reduziert) ohne Unterschied der Grösse des Gebietes; die Fliesszeit bis zur Hoch-wasserentlastung betrage etwa 20 Min.

Es soll sich um vorwiegend häusliches Abwasser handeln. In diesem Rahmen kann der Ausdruck «Einwohner» (E) auch durch «Einwohnergleichwert» (Eg) ersetzt wer-den nach der Beziehung:

Einwohnergleichwerte $Eg = \text{Einwohner } E + \text{Industriergleichwerte } Ig$.

Von Bedeutung ist die Berechnung der Zahl 1 in der Bezeichnung $1 + m$, also des *Schmutzwasseranfalls*. In der Schweiz wird darunter der Spitzenanfall $q\ s$ eines Tages mit hohem Tagesverbrauch (in Deutschland dagegen mit mittlerem Tagesverbrauch) verstanden, der zu 0.009 l/s pro Kopf angenommen wurde (Jahresmittel: 350 l pro Kopf und Tag = $0,004\ l/s \cdot E$).

Im Einzelfalle wäre es allerdings zweckmässiger, für den Schwankungsbereich des Anfalls (und somit das Verhältnis Spitze/Jahresmittel) die Zahl der angeschlossenen Einwohner in Rechnung zu setzen, wie es aus verschiedenen amerikanischen Publika-tionen hervorgeht und auch bei HÖRLER [8] angeführt wird. Ein handliches Diagramm befindet sich in [14]. Daraus ergibt sich der angenommene Wert von $0,009\ l/s \cdot E$ bei $350\ l/E\ T$ für ein Einzugsgebiet von etwa 20000 Einwohnern (da von Fremdwasser abgesehen wurde, sind $q\ s$ und $q\ t\ w$ identisch = Anfall pro Einwohner).

Je nach *Besiedlungsdichte* d ändert sich das Verhältnis von Schmutzwasser zu Regenwasser wegen der Veränderung des Schmutzwasseranfalls pro ha und des Abflussbeiwertes. Für die Kombination mit der Verzögerungsdauerkurve des Regens ist die Schmutzwasserspense in l/s pro ha reduzierter Fläche nötig:

$$q s'' = \frac{q s \cdot d}{\psi s} = 0,009 \frac{d}{\psi s} \quad [d \text{ in } E/\text{ha}_{eff}]$$

Die Berechnungen wurden für eine lockere und eine dichtere Besiedlung mit den Werten 1,3 und 2,7 l/s · ha_{red} durchgeführt. Das könnte ungefähr folgenden Annahmen entsprechen:

	d	$\psi s = \gamma$	ψm	$q s''$
Lockere Besiedlung	40	0,28	0,40	1,3
Dichtere Besiedlung	100	0,33	0,45	2,7

Das Verhältnis der jährlichen Regenabflusshöhe ($J h \cdot \psi m$) zur jährlichen Schmutzwassermenge ($J t w \cdot d$) beträgt nach Kapitel V. 1: $78 \cdot \psi m/d$, das heisst 78% bei lockerer, 35% bei dichter Besiedlung.

Relative Regendauer $r r d$ = jährliche Dauer des Regenabflusses/8760 h $\approx$ 0,14.

Die Wirkungen der einzelnen Reinigungsstufen in der Kläranlage werden prozentual durch den *Reinigungsgrad* oder mit der Vorschrift der maximalen Ablaufkonzentration ausgedrückt. Dabei ist zu beachten, auf welche Belastung sich diese Reinigungswirkung bezieht (Bedingungswassermenge q_{bed}). Neben der Spitze und dem Jahresmittel kommt hier noch das Mittel tagsüber, d. h. während der Tagesstunden bei mittlerem Verbrauch in Frage, das ungefähr dem arithmetrischen Mittel zwischen Spitze und Jahresmittel entspricht (bei unseren Annahmen etwa 24/14 des Jahresmittels) sowie das 24-Stunden-Mittel eines beliebigen Tages (Art der Probenahme für Abflusskontrollen). Der bauliche Aufwand für die Reinigung ist bei gleichem Wirkungsgrad und gleicher Rohwasserkonzentration proportional zur Bedingungswassermenge q_{bed} . Abb.23 gibt einen Anhaltspunkt für die relative Häufigkeit der Bedingungsgrössen. Darin entsprechen allerdings nicht alle Zahlenwerte genau unseren Annahmen.

Als Reinigungsgrad in Funktion der Aufenthaltszeit wurden angenommen:

	absetzbare Stoffe	BSB
In Regen- und Vorklärbecken	η_K	$0,28 \cdot \eta_K$
In biologischer Anlage	100%	η_b

Dabei folgt η_K der Kurve von HUSMANN und η_b den neuesten Untersuchungen von WUHRMANN und HÖRLER [9] (s. Abb.24).

2. Parameter der Massnahmen

Es wurde die Wirkung folgender graduell gesteigerter Massnahmen untersucht:

- 1. Hochwasserentlastung: r_{krit} = 10, 15, 20 und ∞ l/s · ha;
- 2. in der Kläranlage mechanisch behandelt ($1 + m$): $1 + 0$, $1 + \frac{1}{2}$, $1 + 1$, $1 + 2$, $1 + 4$;

Abbildung 23

Auf welchen Anfall bezieht sich die Bedingung des Reinigungsgrades?

Abbildung 24

Absetzkurve und Reinigungsgrad.

3. in der Kläranlage mechanisch und biologisch behandelt ($1 + m b$): $1 + 0, 1 + \frac{1}{2}$, $1 + 1$;
4. Regenbecken: Nutzinhalt pro ha reduzierter Fläche: 0, 3, 10 m³/ha;
5. Aufenthaltszeit im Vorklärbecken:

bei der Spitze $q t w$	1 und $1\frac{1}{2}$ h,
d.h. beim Jahresmittel $j q t w$	2 und 3 h;
6. Reinigungsgrad der biologischen Reinigung:

	Teil-		Vollreinigung
bei der Spitze $q t w$	80 %	und	90%,
d.h. beim Mittel tagsüber $t q t w$	$82\frac{1}{2}\%$	und	$\approx 91\%$,
und beim Jahresmittel $j q t w$	$85\frac{1}{2}\%$	und	$\approx 92\%$.

3. Gang der Berechnungen

Grundlage der Berechnung bildete die Verzögerungsdauerkurve für $\psi s/\psi m = \frac{3}{4}$ und 20 Min. Fliesszeit. Vom Schmutzwasseranfall wurde das Jahresmittel unten angefügt (s. Abb. 2).

Das Diagramm wurde gemäss den Parametern ($1 + m$, r_{krit}) in Felder aufgeteilt. Multiplikation mit dem Verschmutzungsgrad ergab die Schmutzeinheiten. Einen weiteren Arbeitsgang beanspruchte die Berechnung der Retentionsmengen der Regenbecken.

Zuerst erfolgte die Berechnung der Wirkung der Kläranlage in Funktion der Parameter $1 + m$ und $1 + m b$, falls keine Regenbecken vorgesehen wären. Für jeden Vertikalstreifen wurde die Aufenthaltszeit und daraus der Gesamtreinigungsgrad bestimmt nach der Formel

$$\eta_{tot} = \eta_{VK} + (1 - \eta_{VK}) \cdot \eta_{BB} \cdot x$$

$VK = \text{Vorklärbecken,}$
 $BB = \text{Belüftungsbecken,}$
 $x = \frac{1 + mb}{1 + m}.$

Dies wurde für die beiden Kläranlagegrössen durchgeführt: Aufenthalt im Vorklärbecken 1 und $1\frac{1}{2}$ Stunden betreffend absetzbare Stoffe, Voll- und Teilreinigung beim BSB.

Danach wurde in analoger Weise die Klärwirkung im Regenbecken in Funktion der Beckengrösse und von r_{krit} bestimmt. Die durch Klärung herausgeholt und die durch Speicherung geretteten Schmutzstoffe passieren hierauf die Kläranlage ebenfalls nach der obigen Formel bei der Wassermenge $1 + m$.

4. Ergebnisse

Die Ergebnisse sind gesondert für absetzbare Stoffe und BSB₅, und lockere und dichtere Bebauung in den 4 Abb. 25–28 zusammengefasst. Auf der Ordinate ist die Menge Schmutzstoffe, die jährlich dem Abwasser entnommen werden kann, in Kilogramm pro effektive ha, bzw. in Prozent des Jahresanfalls aufgetragen. Jeder Punkt entspricht einer bestimmten Massnahmenkombination. Verschiedene Massnahmen in der Kläranlage (quantitativ: $1 + m b$, qualitativ: Aufenthalt im Vorklärbecken, bzw. Voll- oder Teilreinigung) sind vertikal übereinander aufgetragen, die Kanalisationsmassnahmen $1 + m$ und Regenbeckengrösse horizontal aufgefächert. Durch

MÖGLICHE ELIMINATION DER ABSETZBAREN STOFFE

Dichtere Besiedlung $\approx 100 \text{ E/ha}$
Schmutzwasserspense $2.7 \text{ l/s} \cdot \text{ha}_{\text{red}}$
Wirkung im biol. Teil der Kläranlage $\eta = 100\%$
 $t_{\text{krit}} = 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

Abbildung 25
Mögliche Elimination der absetzbaren Stoffe bei dichter Besiedlung.

Abbildung 26
Mögliche Elimination der absetzbaren Stoffe bei lockerer Besiedlung.

1210

100%

MÖGLICHE ELIMINATION DES BSB₅

Abbildung 28

Mögliche Elimination des BSB₅ bei lockerer Besiedlung.

100%

MÖGLICHE ELIMINATION DER ABSETZBAREN STOFFE bei variablem r_{krit}

Dichtere Besiedlung $\approx 100 \text{ E/ha}$
Schmutzwasserspende $2,7 \text{ l/s/ha}_{red}$
Aufenthalt im Vorklärbecken 1 h

Abbildung 30

Mögliche Elimination der absetzbaren Stoffe bei verschiedenen Einstellungen der Hochwasserentlastungen (r_{krit}).

Linien verbunden wurden die Punkte mit alleiniger Variation der Regenbeckengrösse und mit alleiniger Variation von $1 + m$.

Erwartungsgemäss ist die Variationsbreite der Wirkung der Kanalisationsmassnahmen beim BSB bedeutend geringer als bei den abgesetzten Stoffen. Es kann gezeigt werden, dass sie z. B. beim Phosphorhaushalt nochmals bedeutend abgemindert wird. Wieweit sich die Wirkungen der verschiedenen Massnahmen überlagern, ist aus den Abbildungen zu ersehen. Generell haben grosse Regenbeckeninhalte nur einen Sinn, wenn auch ein grosser Regenanteil darin behandelt wird, d.h. wenn $1 + m$ klein gehalten wird. Überraschend ist wohl, dass man dabei von einer gewissen Beckengrösse an bessere Resultate erhält, als wenn man den mechanischen Teil der

Anlage höher dotiert. Das beste Resultat ergibt dann die Beschickung der Anlage ohne Entlastung ($1 + m = 1 + m b$).

Das kommt daher, dass bei hohem $1 + m$ wohl eine grössere Wassermenge durch das Vorklärbecken fliesst, dabei aber den Kläreffekt für die ganze dann durchfließende Wassermenge auf einen Wert herunderdrückt, der sogar unter demjenigen liegen kann, der im Regenbecken für diesen Fall erzielt würde. Im Beispiel von Abb. 29 kann das Zustandekommen des Ergebnisses im einzelnen verfolgt werden.

Abb. 30 zeigt den Einfluss der Einstellung der Hochwasserentlastung für den Fall der grössten Streuung: absetzbare Stoffe, dichtere Besiedlung. Danach bringt eine Erhöhung der kritischen Intensität über $15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ keine wesentliche Verbesserung mehr in der Jahresbilanz. Massgebend für die Festlegung von r_{krit} wird weniger die Mengenbilanz als das Bestreben, aus ästhetischen Gründen möglichst selten Schwimmstoffe in den Vorfluter gelangen zu lassen.

VII. Weitere Gesichtspunkte

1. Wirtschaftliche Aspekte

So interessant diese Ergebnisse auch sind, abgerundet wird das Bild erst durch einige Anhaltspunkte über die Kosten, die durch gewisse Verbesserungen für den Vorfluter bedingt werden. Bei der Vielfalt der möglichen Kombinationen sind wir jedoch gezwungen, einige typische Fälle herauszugreifen. Aus dem publizierten Material sollte es jedoch möglich sein, auch für andere Gegebenheiten wirtschaftliche Überlegungen anzustellen.

Mit dem BSB₅ als Maßstab für die Eliminationswirkung variierten wir die beiden Faktoren Regenbeckengrösse i und Reinigungseffekt η_b des biologischen Teils der Kläranlage. Die übrigen Faktoren hielten wir mit einem oder zwei Werten konstant:

Besiedlungsdichte: 40 und 100 E/ha

$r_{krit} = 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

Regenbeckenleerung bei $1 + m$

Aufenthalt im Vorklärbecken: 1 h bei q_{tw}

mechanisch behandelt: $1 + 1$ und $1 + 2$

mechanisch und biologisch behandelt: $1 + 1$

pro memoria: $iq_{tw} \sim 0,004 \text{ l/s} \cdot E$
 $tq_{tw} \sim 0,007 \text{ l/s} \cdot E$
 $q_{tw} \sim 0,009-10 \text{ l/s} \cdot E$

Da bei höheren Wirkungsgraden vor allem die Betriebskosten der Kläranlage ansteigen, konnten wir uns nicht mit den Baukosten begnügen. Der Kostenermittlung wurde eine nach WUHRMANN berechnete Belebtschlammanlage [14] zugrunde gelegt. Die Formel für den Sauerstoffbedarf konnte vereinfacht werden, indem die Koeffizienten für den Fall von häuslichem Abwasser bei 15°C eingesetzt wurden:

$$W_e = 1,25 \left(q_e + \frac{s_R}{T} \eta_b \right) \quad \text{in g O}_2/\text{m}^3_{BB}$$

wobei T = Aufenthaltszeit im Belüftungsbecken in h

s_R = BSB-Konzentration im Beckenzulauf (Rohwasser)

η_b = Sommerwert [21, Abb. 3]

q_e für	$s_R =$	100	150	200	mg/l	
und $S = 3000$		16	20	22	} bei $T \sim 3/4 \text{ h}$	
	4000	16	24	27		
$S = 3000$		22	24	25	} bei $T \sim 2 \text{ h}$	
4000		26	31	32		

Bei einem Reinigungsgrad unter 85% wurde angenommen, dass keine Nitrifikation stattfindet, dann ist der Wert ($\eta_b - 0,33$) statt η_b in die obige Formel einzusetzen.

Die Schlammkonzentration S wurde zu 4000 g TS/m³ angenommen ausser bei $\eta_b = 80\%$, wo die Aufenthaltszeit T von 1 Stunde beim Mittel tagsüber als Minimalbedingung gesetzt wurde.

Für eine Kläranlagengrösse von etwa 20000 Einwohnern erhielten wir für die gesamte Kläranlage folgende Kosten in Millionen Fr. (Betriebskosten zu 5% kapitalisiert, Bedingungen auf den Anfall beim Mittel tagsüber $t q t w$ bezogen):

η_b	80	84	87	90	91	%
s_{Ab}	28	22	18	14	12,5	mg/l
Aufenthalt im BB	1	1	1,5	3	4,5	h
Energiekosten	0,37	0,42	0,55	0,69	0,88	
Wartungskosten	1,09	1,09	1,12	1,19	1,25	
Betriebskosten	1,46	1,51	1,68	1,88	2,13	
Baukosten	3,63	3,63	3,72	3,95	4,18	
Total	5,10	5,15	5,40	5,83	6,31	
in Fr./Einwohner	255	257	270	297	315	

Bei den Kosten der Regenbecken wurden grosse Streuungen beobachtet (Abb.31). Trotzdem wurde der Preis pro m³ Nutzinhalt vom totalen Beckeninhalt abhängig gemacht, um einen gerechten Vergleich zu erhalten. Dabei wurde das Einzugsgebiet eines Beckens mit 30 ha_{eff} in Rechnung gesetzt. Daraus ergaben sich folgende Baukosten:

Besiedlung	Beckengrösse m ³ /ha _{red}	m ³	Baukosten Fr./m ³	Fr./E
100 E/ha } 3000 E }	3	31 ¹ / ₂	1240	13
	6	63	1100	23
	10	105	1000	35
40 E/ha } 1200 E }	3	27	1270	29
	6	54	1130	51
	10	90	1030	77

Über die Betriebskosten liegen praktisch keine Angaben vor. Wir setzten sie kapitalisiert zu 20% der Baukosten ein.

Wie ersichtlich wurden die Kosten auch für Zwischenwerte von η_b und i berechnet. Der dazugehörige Eliminationseffekt wurde interpoliert.

Kanalkosten wurden nicht in den Vergleich aufgenommen, denn einerseits hängt der Umfang des von einer Änderung von 1 + m betroffenen Teils des Netzes allzusehr von den örtlichen Gegebenheiten ab und andererseits kann geltend gemacht werden, dass das Kanalnetz in erster Linie der Entwässerung dient und mit der Reinigung wenig zu tun hat. Abb.32 zeigt die Kosten (Kläranlage + Regenbecken, Bau + kapitalisierter Betrieb) und die Eliminationseffekte bezüglich BSB für verschiedene Reinigungseffekte des biologischen Teils der Kläranlage und verschiedene Regenbeckengrössen.

Abbildung 31

Baukosten von Regenbecken pro m³ Nutzinhalt (Baukostenindex 260).

Da im Diagramm der Effekt nach oben steigt und die Kosten nach rechts, sind die wirtschaftlich besten Lösungen links oben, die schlechtesten rechts unten. Aus beiden Figuren ist ersichtlich, dass sich Regenbecken grösseren Inhalts erst lohnen bei Vollreinigung; schon aus den Diagrammen 27 und 28 folgte die Wichtigkeit der Bedingung, dass nicht weniger als der doppelte Trockenwetteranfall biologisch gereinigt wird. Dann aber sind eine Steigerung des Reinigungseffektes des biologischen Anlageteils und eine Vergrösserung des Regenbeckens wirtschaftlich etwa gleichwertig.

2. Bedingungen für die biologische Reinigung (am Beispiel einer Belebtschlammanlage)

In Abb. 32 wurde die Qualität der biologischen Reinigung durch den Reinigungsgrad η_b ausgedrückt. Dem entsprach folgender bauliche Aufwand (Inhalt des Belüftungsbeckens pro Einwohner):

η_b	=	80	84	87	90	91	%
i	=	25	25	37	75	112	l/E

Je nach den Voraussetzungen können diesen Reinigungsgraden aber auch andere Beckeninhalte entsprechen. Diesen Variationsmöglichkeiten gelten die nachfolgenden Ausführungen.

Für die Beckendimensionierung nach WUHRMANN ist die Raumbelastung Rb , resp. die Schlammbelastung $Sb = Rb/S$ massgebend. Für die Bestimmung der Raumbelastung wird üblicherweise die Wassermenge, bei der die Reinigungsbedingung eingehalten werden muss, berechnet und die dazugehörige Rohwasserkonzentration s_R angenommen.

Als *Bedingungswassermenge* fällt das am ehesten systemgerechte Jahresmittel ausser Betracht, weil nirgends ganzjährige BSB-Messungen vorgenommen werden.

Schwierigkeiten bietet die Annahme der Rohwasserkonzentration s_R . Häufig wird hierzu die zulaufende BSB-Menge – sie wird im folgenden mit Zb [g/ET] bezeichnet – durch die Wassermenge geteilt. Mit dem gebräuchlichen Wert von $Zb = 50$ g/ET ergibt sich für das Jahresmittel beispielsweise 50/350 oder $js_R = 140$ mg/l. Je tiefer eine Wassermenge unter dem Jahresmittel liegt, desto grösser wird der Einfluss der stetigen, in der Regel wenig verschmutzten Zuflüsse wie Laufbrunnen, Sickerwasser usw. Deshalb sollte die Konzentration bei Wassermengen über dem Jahresmittel j_{qtw} zur Kompensation ebenfalls über dem Jahresmittel js_R liegen. Diese Überlegung wurde durch Untersuchungen von HÖRLER [9] an Winterthurer Abwasser bestätigt: bei den Schwankungen während des Tages folgte die Konzentration den Wassermengen sogar im gleichen Masse. Entsprechende Erhebungen über die Schwankungen der Tagesmittel während des Jahres fehlen leider.

Um von den Auswirkungen der Variation der Annahmen einen Begriff zu geben, wurden in Tab.4 die erforderlichen Beckeninhalte für 3 Werte von Zb und 7 Werte von q bei 2 vorgeschriebenen Abflusskonzentrationen zusammengestellt.

Tabelle 4

Dimensionierung eines Belüftungsbeckens nach dem 24-h-Mittel der Ablaufkonzentration s_{Ab}

$i = T \cdot q_{bed}$

Bei verschiedenem Abwasseranfall q_{bed} in l/ET und verschiedenem BSB-Anfall in g/ET (im abgesetzten Rohwasser) Dimensionierung nach WUHRMANN/HÖRLER (s. Abb. 36, $S = 4000$ mg/l)

Anfall BSB ₅ [g/ET]	q_{bed} [l/ET]	s_R [mg/l]	$s_{Ab} = 20$ mg/l			$s_{Ab} = 25$ mg/l		
			η_b [%]	T [h]	i [l/E]	η_b [%]	T [h]	i [l/E]
40	100	400	95	60	250	93,8	38	158
	150	266	92,5	15	94	90,6	7,3	46
	200	200	90	4,4	37	87,5	2,34	20
	250	160	87,5	1,87	20	84,4	1,12	12
	300	133	85	1,03	13	81,2	0,63	8
	350	114	82,5	0,64	9	78,1	0,39	6
	400	100	80	0,41	7	75	0,26	4
50	150	333	94	34	212	92,5	19	119
	200	250	92	11,5	96	90	5,5	46
	250	200	90	4,4	46	87,5	2,34	24
	300	167	88	2,15	27	85	1,27	16
	350	143	86	1,29	19	82,5	0,80	12
	400	125	84	0,83	14	80	0,52	9
	500	100	80	0,41	9	75	0,26	5
60	200	300	93,3	22	183	91,7	13	108
	250	240	91,7	10,2	106	89,6	4,5	47
	300	200	90	4,4	55	87,5	2,34	29
	350	171	88,3	2,35	34	85,4	1,40	20
	400	150	86,7	1,52	25	83,3	0,92	15
	500	120	83,3	0,74	15	79,2	0,45	9
	600	100	80	0,41	10	75	0,26	6

Dass die Einführung zweier Annahmen (q und s_R oder q und Zb) gar nicht nötig ist und die Dimensionierung nur erschwert, geht aus der Betrachtung des nach WUHRMANN allein massgebenden Begriffes der Schlammbelastung hervor:

$$Sb = 1000 \frac{Rb}{S} = \frac{Rh \cdot s_R}{S} = \frac{q \cdot s_R}{i \cdot S} = \frac{Zb \cdot 1000}{S \cdot i} \quad \left[\frac{\text{kg BSB}}{\text{kg TS} \cdot T} \right]$$

Bezeichnungen: [14]

Es genügt also die alleinige Angabe von Zb an Stelle der beiden Einzelgrößen q und s_R . In Abb.33 wurde die für häusliches Abwasser schweizerischer Herkunft erstellte Dimensionierungskurve von WUHRMANN [21, Abb.3] $\eta_b = f(Sb)$ umgezeichnet in eine Kurvenschar $\eta_b = f(i)$ mit dem Parameter Zb/S . Dieser Ausdruck Zb/S , also die Beschickungsmenge des Beckens in g BSB pro Kopf und Tag, bezogen auf die Einheit der Schlammkonzentration im Becken, könnte als *relative Beschickung* bezeichnet werden. Als Schlammkonzentration ist dabei ein Wert zu wählen, der auch im Dauerbetrieb eingehalten werden kann. Um Missverständnissen vorzubeugen, sei daran erinnert, dass die Schlammkonzentration [mg TS/l] nur dann für die Organismenmenge repräsentativ ist, wenn es sich um vorgeklärtes, biologisch noch nicht behandeltes Abwasser ohne Fällungshilfsstoffe handelt. Im Diagramm ist weiterhin die sich bei einem Trockenwetteranfall von $q_{tw} = 0,010$ l/s E ergebende Aufenthaltszeit angegeben.

Abbildung 33
Dimensionierung von Belüftungsbecken für häusliches Abwasser.

Durch die Rückführung der beiden abhängigen Variablen auf die eine Variable Zb reduziert sich der in Tab. 4 angegebene Katalog von Werten auf die folgenden 6 Beckengrößen i :

für $\eta_b =$	90%	85%	
mit $Zb = 40$	35	12	1/E
50	44	15	
60	52	18	

Im Grunde genommen ist – wie WUHRMANN schon betonte – auch nicht die BSB-Konzentration das richtige Mass für die Belastung des *Vorfluters*, sondern die aus der Anlage abfliessende BSB-Menge, d. h. $Zb \cdot (1 - \eta_b)$. Mit der Vorschrift des Reinigungsgrades und der Annahme von Zb ist also die Dimensionierung möglich, ohne dass für die sehr variablen Grössen q und s_R Annahmen getroffen werden müssen, die das Bild nur verwirren²⁾.

3. Trennsystem und Mischsystem

Alle bisherigen Untersuchungen setzten die Entwässerung im Mischsystem voraus. Es ist jedoch einfach, aus diesen Zahlen die Elimination beim reinen Trennsystem abzuleiten: direkt in den Vorfluter gelangt die Regenwassermenge mit dem Verschmutzungsgrad σ_F (s. Kap. V), das Schmutzwasser durchläuft die Kläranlage mit dem mittleren Reinigungsgrad, der sich bei der Wassermenge des Jahresmittels einstellt.

So ergeben sich folgende Eliminationseffekte:

	bei 40 E/ha	bei 100 E/ha
absetzbare Stoffe ($\sigma_F = 0,40$)	81,1%	89,3%
BSB ($\sigma_F = 0,16$): mit Vollreinigung	84,7%	89,1%
mit Teilreinigung	80,3%	84,9%

In der Praxis wird allerdings dem Schmutzwassernetz ebenfalls etwas Regenwasser zugeleitet, sei es wegen seiner tieferen Lage gegenüber dem Regenwassernetz (von Garageneinfahrten, Kellertreppen, evtl. Sickerleitungen), wegen der starken Verunreinigung des Regenwassers (von Fabrikhöfen, Garagenvorplätzen) oder aus Irrtum. Andererseits kommen immer wieder – besonders bei Umbauten – unbeabsichtigte Anschlüsse von Schmutzwasserleitungen an das Regenwassernetz vor, was vielerorts als Hauptargument gegen das Trennsystem angesehen wird.

Wenn Misch- und Trennsystem nebeneinander vorkommen, so können die vorliegenden Berechnungen für denjenigen Fall verwendet werden, wo beide Systeme sich über ein gleich grosses Einzugsgebiet erstrecken. Das sich aus dem Trennsystemgebiet in die Mischwasserkanäle ergiessende Schmutzwasser hat dann nämlich dieselbe Folge, wie wenn die Schmutzwasserspense des Mischsystemgebiets infolge dichter Überbauung verdoppelt würde, d. h. die Zahlen der dichteren Besiedlung können für das Mischsystemgebiet mit tatsächlich lockerer Besiedlung verwendet werden. Die Resultate dieser Adaptation sind in Abb. 34 aufgetragen.

Daraus geht hervor, dass sowohl beim reinen wie beim mit Mischsystem kombinierten Trennsystem mehr eliminiert wird als beim reinen Mischsystem *ohne* Regenbecken. Interessant ist die auf den ersten Blick erstaunliche Tatsache, dass der Effekt bezüglich absetzbarer Stoffe beim kombinierten System höher liegen kann als bei der reinen Anwendung jedes Systems (1 + 2 zur Kläranlage). Der Grund ist wohl darin zu suchen, dass bei unserer Betrachtungsweise für die Regenentlastung der 1 + m -fache *totale* Trockenwetteranfall (also nicht nur aus dem Mischsystemgebiet) massgebend ist. Im Trennsystemgebiet sind aber nur einige wenige Prozente der Regenabfluss

²⁾ Die Vorschrift einer maximalen Abflusskonzentration behält gleichwohl ihre Bedeutung als Grenzwert für besonders stark verschmutztes Abwasser (Industrie).

Abbildung 34
Elimination der Schmutzstoffe beim Trennsystem.

liefernden Fläche an das «Kläranlagenetz» angeschlossen. Die Regenintensität kann also noch beinahe auf den doppelten Wert (gegenüber dem reinen Mischsystem) ansteigen, bis der Überlauf anspringt. Die Überlaufmenge wird bedeutend kleiner, das Mischungsverhältnis Schmutzwasser/Regenwasser bleibt aber dasselbe.

Werden beim Mischsystem Regenbecken vorgeschrieben, so sinkt der Gesamteffekt bei der Kombination mit dem Trennsystem – bezüglich des BSB nur geringfügig, bei den absetzbaren Stoffen stärker. Will man diese Einbuße nicht in Kauf nehmen, so sind entweder in den Regenleitungen des Trennsystems ebenfalls Regenbecken vorzusehen, soweit dies praktisch durchführbar ist, oder es ist eine Kompensation durch weitergehende Massnahmen im Mischsystem anzustreben. Über die Tauglichkeit dieser Massnahmen orientierte der Abschnitt VI, 4.

Für die Bestimmung des 1 + m-fachen Trockenwetteranfalls ist jedoch in jedem Falle vom gesamten Schmutzwasser (Misch- + Trennsystem) auszugehen. Dann ist es auch nicht mehr wesentlich, ob die Einmündung der Schmutzwasserleitung aus dem Trennsystem vor oder nach einer Regenentlastung erfolgt.

4. Variation der Besiedlungsdichte

Die Besiedlungsdichte, die bisher mit zwei festen Werten berücksichtigt wurde, spielt für das Verhältnis Regenwasser zu Schmutzwasser eine wesentliche Rolle. Sie ist dabei allerdings eine abgeleitete Grösse und steht stellvertretend für die hydrau-

lisch massgebende *Schmutzwasserspende* $q\ s''$ oder $q\ t\ w''$ in l/s pro reduzierte Hektare Einzugsgebiet:

$$qtw'' = \frac{d \cdot qtw}{\psi s} \quad \begin{matrix} d \text{ in } E/ha_{eff} \\ qtw \text{ in l/s} \cdot E \end{matrix}$$

Bisher erfolgte eine Veränderung des Bereiches des Mittelregens (s. Abb. 2) durch Änderung von m und r_{krit} . Schon Abb. 1 weist jedoch darauf hin, wie der Bereich ebenfalls von der Grösse der Schmutzwasserspende abhängt. Wenn nun auf Grund der bisherigen Resultate für die Bemessung der Regenüberläufe eine Wahl getroffen wurde, so kann der Einfluss der Besiedlungsdichte gesondert betrachtet werden.

Im Extremfall, wenn $(1 + m) \cdot q\ t\ w'' = r_{krit} + j\ q\ t\ w''$, wird die das Regenbecken passierende Wassermenge, der Mittelregen, zu Null und damit das Becken plötzlich überflüssig. Ist es aber zulässig, so «dickes» Mischwasser ohne Becken in den Vorfluter zu entlassen?

Das Ansteigen des mittleren Verschmutzungsgrades bei Regenwetter σ_R bei Vergrösserung der Einwohnerdichte zeigt Tab. 5. Darin ist als Anhaltspunkt für die Festlegung der Ablagerungsquote a noch die Fliessgeschwindigkeit v angegeben, die sich bei $j\ qtw$ ergibt, wenn für volle Füllung (entsprechend einer Regenintensität von 250 l/s ha) eine Geschwindigkeit von 2 m/s angenommen wird.

Tabelle 5
Verschmutzungsgrad σ_R von Mischwasser (Bezeichnungen aus Kapitel V)
($qtw = 350\ l/ET$; $r_{rd} = 14\%$; $Jh/Jtw = 78$)

Grundwerte:					
qtw''	$l/s \cdot ha_{red}$	1,3	2,6	5,3	10,7
ψs (niedrige Werte)		0,30	0,34	0,36	0,38
qtw	$l/s \cdot E$	0,010	0,009	0,0087	0,0085
$d = \psi s \cdot qtw''/qtw$ ca.	E/ha_{eff}	40	100	220	480
ψm		0,40	0,44	0,46	0,47
r_{rw}	%	78	34	16	$7\frac{1}{2}$
v bei $j\ qtw = \frac{qtw}{2}$	cm/s	40	50	60	74
absetzbare Stoffe:					
a	%	30	23	15	10
σ_F (etwas niedrig!)	%	40	40	45	50
$f = r_{rw} \sigma_F$	%	31	$13\frac{1}{2}$	7	4
$r_{rs} = a + f$	%	61	$36\frac{1}{2}$	22	14
$\sigma_R = (r_{rd} + r_{rs})/(r_{rd} + r_{rw})$	%	82	105	120	130
BSB:					
a	%	10	8	5	2
σ_F	%	16	16	18	20
σ_R	%	40	57	73	82

Im gegenteiligen Sinn wirkt die Tatsache, dass die totale Regenmenge, die z. B. 15 l/s ha übersteigt und unbehelligt dem Vorfluter zufliesst, bei grösserer Besiedlungsdichte einen kleineren Bruchteil des jährlichen Gesamtanfalles an Mischwasser ausmacht:

bei	$d =$	50	100	220	480	E/ha
beträgt sie		4	2	1	$\frac{1}{2}$	%

Da die Konzentration weniger stark zu- als die relative Menge abnimmt, ist der Eliminationseffekt nur schon bei Betrachtung des Starkregens allein bei grossen

Besiedlungsdichten bedeutend grösser. Dazu kommt noch der Umstand, dass der nur das Regenbecken statt die Kläranlage passierende Anteil an Mischwasser bei geringer Dichte grösser ist. Deshalb sind keine besonderen Massnahmen nötig, wenn das Regenbecken aus dem erwähnten Grunde wegfällt.

5. Regenbecken-Dimensionierung

Der erwähnte Extremfall, wo die Notwendigkeit eines Regenbeckens plötzlich wegfällt, stellt noch eine andere Frage: Könnte nicht die erforderliche Beckengrösse mit steigender Besiedlungsdichte allmählich reduziert werden, bis sie im Extremfall den Wert Null erreicht?

Dies wird möglich, wenn aus dem auf Grund unserer Untersuchungen für eine bestimmte Schmutzwasserspense gewählten Beckeninhalte (in $\text{m}^3/\text{ha}_{\text{red}}$) die Aufenthaltszeit T im Becken bei r_{krit} berechnet und für alle andern Schmutzwasserspensen anstelle des Inhalts konstant gehalten wird. Ist die Wahl der Entlastungsverhältnisse r_{krit} und $1 + m$ einmal getroffen, so hat die Aufenthaltszeit im Regenbecken nämlich keinen Einfluss mehr auf die Vorgänge in der Kläranlage (im Gegensatz dazu verschlechterte eine Veränderung des Mittelregenbereichs [d.h. von Q_{RB}] durch Erhöhen von m den Kläreffekt des Vorklärbeckens; deshalb musste für unsere Untersuchungen der Parameter i anstelle von T gewählt werden, wie im Abschnitt IV 2 dargestellt wurde).

Die Beziehung zwischen der Beckengrösse i und der Aufenthaltszeit T bei variabler Schmutzwasserspense $q t w''$ lautet:

$$i = [r_{\text{krit}} + j q t w'' - (1 + m) \cdot q t w''] \frac{T}{1000} \cdot$$

$[\text{m}^3/\text{ha}_{\text{red}}] \qquad \qquad \qquad [\text{l/s} \cdot \text{ha}] \qquad \qquad \qquad [\text{sec}]$

Beispielsweise erhält man folgende Beckeninhalte $[\text{m}^3/\text{ha}_{\text{red}}]$:

Maximale Belastung der Kläranlage:									
1 + 1					1 + 2				
vorgeschriebene Aufenthaltszeit T [Minuten]					bei einer Regenintensität von $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$				
$T = 15$					15	12	10	8	
bei $q t w''$ in $\text{l/s} \cdot \text{ha}$	bzw. d E/ha								
0	0	$i = 13,5$	10,8	9,0	7,2	13,0	10,8	9,0	7,2
$1\frac{1}{4}$	40	11,8	9,5	7,9	6,3	10,7	8,5	7,1	5,7
$2\frac{1}{2}$	100	10,1	8,1	6,8	5,4	7,9	6,3	5,2	4,2
5	200	6,7	5,4	4,5	3,6	2,3	1,8	1,5	1,2
6	250					0	0	0	0
10	440	0	0	0	0				

Die Strenge der Massnahme wird durch die Wahl von T ausgedrückt, das für alle r_{krit} Gültigkeit hat; hingegen ändert sich i gemäss Formel in Funktion von r_{krit} . Die Vorschrift für die Bemessung der Beckengrösse würde also folgendermassen lauten:

T = minimal zulässige Aufenthaltszeit im Regenbecken bei einem Regenfall von der Intensität $r = r_{\text{krit}}$.

Diese Formulierung ist auch dann gültig, wenn die Entlastung von r_{krit} auf $1 + m$ in zwei Stufen erfolgt (z.B. von $15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ auf $1 + 2$ im Kanalnetz, von $1 + 2$ auf $1 + 1$ vor der Kläranlage).

6. Etappenweiser Ausbau

Wir möchten diese Ausführungen nicht schliessen, ohne kurz auf die zeitliche Koordinierung der Erstellung der Regenbecken einzutreten. So wie die Kläranlage selten von Anfang an auf den grösstmöglichen Anfall ausgelegt wird, so kann es auch sein, dass nicht alle Regenbecken schon heute gebaut werden müssen. Nehmen wir beispielsweise an, es werde momentan eine Kläranlage gebaut, die auf eine bestimmte Grösse, den Erstausbau, ausgelegt ist. Die Hochwasserentlastungen werden wohl meist für die Verhältnisse bei Vollüberbauung bemessen. Bei den Regenentlastungen kann es unter Umständen zweckmässiger sein, den Überlauf vorerst auf die kritische Menge einzustellen, die dem Erstausbau entspricht (z.B. vor Pumpwerken). Dann ist auch das dazugehörige Becken sofort zu erstellen.

Häufiger wird der Überlauf der Regenentlastung jedoch nach dem Vollausbau bemessen. Dann wird es aber notwendig, die Zulaufmenge vor der Kläranlage auf den Wert des Erstausbau zu reduzieren. In Abb. 35 ist das Problem graphisch dargestellt. Regenauslässe im Netz, die auf den $1 + m$ -fachen Trockenwetteranfall des Vollausbau (Q_2) entlasten, benötigen erst vom Zeitpunkt Z an ein Regenbecken, da sie bis dahin erst nach Erreichen von r_{krit} – und damit entsprechend selten – anspringen (Beckengrösse: $I = (Q_3 - Q_2) T$). Doch ist auch denkbar, dass psychologische und ästhetische Erwägungen oder Erfordernisse der Ölwehr eine frühzeitige Erstellung nahelegen. Vor die Kläranlage, zur Reduktion auf Q_1 , gehört jedoch sofort ein Regenbecken mit dem Inhalt $I = (Q_2 - Q_1) T$. Bei der Erweiterung der Kläranlage wird es dann meist überflüssig und kann eventuell für die Vergrösserung der Vorklärung verwendet werden.

Abbildung 35

Beispiel eines etappenweisen Ausbau.

Bisher wurde angenommen, die Entlastung auf das $1 + m$ -fache erfolge im Kanalnetz. Wenn aber nur der doppelte Trockenwetteranfall durch die Kläranlage geführt werden soll, ist es empfehlenswert, diese Entlastung erst vor der Kläranlage vorzunehmen, um in den Zubringerkanälen bei unvorhergesehenen Entwicklungen (Wasserverbrauch, Einwohnerdichte, Zonengrenzen) über eine Reserve zu verfügen – unter Umständen durch eine Zwischenentlastung auf das $1 + 2$ -fache. In diesem Fall ist auch bei Vollausbau vor der Kläranlage noch ein Regenbecken nötig für die Differenz von $1 + 2$ bis $1 + 1$.

VII. Zusammenfassung

Ziel der Untersuchungen war die rechnerische Erfassung der Wirkung der verschiedenen, bei der Abwasserplanung zu treffenden Entscheide über zu behandelnde Wassermengen und qualitative Anforderungen an die Reinigung. Zu diesem Zwecke wurden für viele mögliche Kombinationen von Gewässerschutzmassnahmen die *jährlich* den Vorfluter belastenden Mengen an absetzbaren Stoffen und BSB₅ für zwei Besiedlungsdichten berechnet. Besondere Sorgfalt wurde den grundlegenden Annahmen gewidmet, so dem Abflussvorgang beim Regenwasser, der Erstellung einer Dauerkurve des Regenabflusses sowie der Verschmutzung des Mischwassers. Eigene Versuche wurden keine durchgeführt, sondern in wesentlichen Punkten vor allem grundlegende englische Untersuchungen verwendet.

Weiter wird der Zusammenhang zwischen der Abflussbedingung (bezüglich BSB) und der Bemessung eines Belüftungsbeckens kritisch beleuchtet.

Die Zweckmässigkeit von Regenklärbecken wurde bestätigt, vor allem dann, wenn die zur Kläranlage geleitete Menge (als Wert m) gering ist. Die besten Resultate ergeben sich, wenn zwischen mechanischer und biologischer Stufe keine Entlastung angeordnet ist (also z.B. $1 + 1$ durch Kläranlage) und die Regenbecken möglichst gross gehalten werden. Grosse Zulaufmengen zur Kläranlage sind nur von Vorteil, wenn keine oder nur sehr kleine Regenbecken vorgesehen sind. Für den BSB₅ sind die Massnahmen in der Kläranlage (biologisch gereinigter Anteil des Abwassers, Reinigungseffekt) von grösserer Bedeutung als die kanalisationstechnischen. Dies wird beim Haushalt der Dünstoffe noch in vermehrter Masse der Fall sein. Diese Ergebnisse beruhen auf dem Jahreshaushalt der Schmutzstoffe; andere Gesichtspunkte können jedoch ebenfalls wichtig sein.

SUMMARY

This study discusses the efficiency of some dispositions to be considered for a combined sewerage system. The annual amounts of settleable solids and B.O.D. which may be eliminated have been calculated for various combinations of settings of storm-water overflow weirs and volumes of storage tanks, as well as for variable performances of the sewage treatment plant. The storm-water storage tanks were found to be an efficient help when high purification requirements must be met.

Relationships between rainfall and runoff, the duration of runoff and the quality of waste-water in the combined sewerage system have been carefully considered.

A further chapter deals with the relationship between the required concentration of the final effluent and the dimension of the aeration basin of an activated sludge plant.

RÉSUMÉ

Cette étude s'occupe de l'efficacité de quelques mesures qui devraient être prévues dans la construction d'un système d'égout combiné. Les quantités annuelles en matières

décantables et en D.B.O. qui peuvent être éliminées ont été calculées en combinant des réglages variés des déversoirs d'orage, des rendements variés de la station d'épuration et des différentes dimensions de décanteurs pour les eaux pluviales. Ces derniers se révélaient très utiles si l'on exige une épuration poussée.

On a considéré particulièrement la relation entre la chute et le ruissellement de la pluie, la durée des débits et le degré de pollution dans les égouts du système unitaire.

Enfin, l'auteur s'est occupé de la relation entre la concentration prescrite de l'effluent final et le volume du bassin d'aération d'une station à boue activée.

Abkürzungen

1. Schmutzwasseranfall (s. Kap. VI, 1 und Abb. 23)

E	Einwohner
d	Einwohnerdichte pro ha_{eff}
I_g	Industriegleichwerte
E_g	Einwohnerggleichwerte = $E + I_g$
QS, qs	Schmutzwasseranfall in l/s, - in l/s · E
QF	Fremdwasseranfall in l/s (Sickerwasser, Bachwasser usw.)
QTW, qtw	Trockenwetteranfall Spitze in l/s, in l/s · E
$jqtw$	Trockenwetteranfall Jahresmittel in l/s · E oder l/ET
$tqtw$	Trockenwetteranfall Mittel tagsüber l/s · E
$qs'', qtw'', jqtw''$	dito aber pro ha_{red} statt pro E
sp	Spitzenquotient = $qtw/jqtw$
JTW, Jtw	Trockenwetteranfall Jahressumme m^3/J , m^3/EJ
$N, A, a,$	
c_T, c_H	Bezeichnungen betr. Verschmutzung, s. Kap. V
v	Fliessgeschwindigkeit im Kanal

2. Regenwasseranfall (s. Kap. II)

F	Einzugsgebiet in ha
F_{red}	Einzugsgebiet reduziert = $F \cdot \psi_s$
ha_{eff}	Hektaren effektiver Fläche
ha_{red}	Hektaren reduzierter Fläche
γ	Anteil von befestigten Flächen an Totalfläche
r	Regenintensität in l/s · ha_{eff} , auch Regenabflussintensität l/s · ha_{red}
h	Regenhöhe in mm
Jh	Jahresregenhöhe in mm/J oder $m^3/J \cdot ha_{eff}$
JR	Jahresabflussmenge in $m^3/J \cdot ha_{eff}$
T	Regendauer in Minuten oder h , s. auch unter 3. Bauwerke
JT	Jahresregendauer in h/J
a	Anzahl Regenfälle pro Jahr
n	jährliche Häufigkeit einer Überschreitung
K, B	Konstante der Intensitätsformel von HÖRLER
QR	Regenabfluss Spitze in l/s
ψ_s, ψ_m, ψ_f	Abflussbeiwerte (s. Kap. II)
μ, μ^*	
β	
t_{FK}	Fliesszeit in öffentlichem Kanal
t_o	Anlaufzeit
t_F	Fliesszeit total
rrw	relative Regenabflussmenge
rrd	relative Regenabflussdauer
$F, f, c_F,$	s. Kap. V
$\sigma_F, \sigma_R,$	
rrs, α	

3. Bauwerke

<i>RÜ</i>	Regenüberfall (s. Kap. I)
<i>HE</i>	Hochwasserentlastung (Notauslass)
<i>RE</i>	Regenentlastung
Q_{krit}	kritische Wassermenge in l/s
r_{krit}	kritische Regenintensität in l/s · ha
ΔQ	Mehrbeaufschlagung in l/s
<i>RB</i>	Regenklärbecken s. Kap. IV
<i>RRB</i>	Regenrückhaltebecken
Q_{ab}, q_{ab}	Ablaufmenge in l/s, in l/s · ha _{red}
Q_{RB}	durch das Regenbecken geleitete Wassermenge
<i>A</i>	Substitution bei Bemessung von Regenrückhaltebecken
«B», η	Hilfswerte bei Bemessung von Regenrückhaltebecken nach ANNEN/ LONDONG
<i>I, i</i>	Beckeninhalt in m ³ oder m ³ /ha _{red}
<i>V</i>	Puffervolumen (variabel)
<i>T</i>	bei Regenrückhaltebecken: Regendauer in Minuten bei übrigen Becken: Aufenthaltszeit im Becken in h
<i>KA</i>	Kläranlage
<i>VK</i>	Vorklärbecken
<i>NK</i>	Nachklärbecken
<i>BB</i>	Belüftungsbecken
Q_{KA}	Kläranlagewasser = in die KA geleitetes Mischwasser in l/s
Q_{bed}, q_{bed}	Wassermenge, bei der die Bedingung betreffend Abflussqualität erfüllt sein muss
$1 + m$	in den mechanischen Teil der KA geleitetes Mischwasser
$1 + mb$	in den biologischen Teil der KA geleitetes Mischwasser
η_K	Kläreffekt bezüglich absetzbare Stoffe in %
η_b	Reinigungsgrad bezüglich BSB ₅ in %
<i>i</i>	Beckeninhalt in l/E
<i>T</i>	Aufenthaltszeit im Becken beim Anfall Q_{bed} in h
s_R	BSB-Konzentration des abgesetzten Rohwassers (Zulauf zur biologischen Stufe) in mg/l
$\bar{s}_R$	Jahresmittel von s_R in mg/l
s_{Ab}	zulässige BSB-Konzentration im Kläranlagenablauf in mg/l
<i>Zb</i>	dem Belüftungsbecken zulaufende Schmutzmenge in g BSB/ET
<i>S</i>	Schlammkonzentration im Belüftungsbecken in g TS/m ³ _{BB} = mg/l
<i>Rb</i>	biochemische Raumbelastung des BB in kg BSB/m ³ _{BB} · Tag
<i>Sb</i>	Schlammbelastung im BB in kg BSB/kg TS · Tag

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] ANNEN, G. und LONDONG, D., *Vergleichender Beitrag zu Bemessungsverfahren von Rückhaltebecken*, Tech.-wiss. Mitt. Emschergen. + Lippeverband, H. 3 (1960).
- [2] BRAUN, H., *Beitrag zur Beurteilung und Ermittlung von Oberflächenabflüssen auf unbebauten Siedlungsflächen*, Diss., TH Braunschweig 1959/60.
- [3] FAIR, G.M. und GEYER, J.C., *Water Supply and Waste-Water Disposal* (Wiley & Sons, New York 1963).
- [4] GAMESON, A.L.H. und DAVIDSON, R.N., *Storm-Water Investigations at Northampton*, Inst. Sew. Pur., Annual Conf. 1962. Paper No. 5.
- [5] GRUHLER, J.F., *Abflussbeiwerte für Regenwasserabflüsse bei der Stadtentwässerung*, WWT 12, H. 12 (1962).
- [6] HÖRLER, A., *Die Wirkung der Regenauslässe*, Schweiz. Bauzeitung 118, Nr. 20 (1941).
- [7] HÖRLER, A. und RHEIN, H.R., *Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz*, Schweiz. Z. Hydrol. 24, Fasc. 2 (1962) und gekürzt: Schweiz. Bauzeitung 79, H. 32 (1961); siehe auch: Verbandsbericht VSA 70/2 (1960).

- [8] HÖRLER, A., *Kanalisation*, Ingenieur-Handbuch, Bd. 2, 79. Aufl. (Schw. Druck- & Verlagshaus AG, Zürich 1966).
- [9] HÖRLER, A., *Belebtschlammversuche der EAWAG*, Schweiz. Z. Hydrol. 26, Fasc. 2 (1964).
- [10] IMHOFF, K., *Taschenbuch der Stadtentwässerung* (Oldenbourg, München 1965).
- [11] KURZWEIL, H., *Die Verschmutzung des Regenwassers im Bereich städtischer Siedlungen*, G I. 85, H. 6 (1964).
- [12] LAUTRICH, R., *Der Abwasserkanal* (Verlag Wasser und Boden, Hamburg 1964).
- [13] MCKEE, J. E., *Loss of Sanitary Sewage Through Storm Water Overflows*, J. Boston Soc. Civil Engrs (April 1947).
- [14] MUNZ, W., *Abwasser*, Lehrmittel für höhere technische Lehranstalten, (Juventus Zürich, 1967).
- [15] RHEIN, H. R., unveröffentlichte Studien der EAWAG (1965).
- [16] THOLIN, A. L. und KEIFER, Clint J., *The Hydrology of Urban Runoff*, J. San. Eng. Div. ASCE, 85, No. SA2 (1959).
- [17] Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau an der ETH (VAWE), *Regenauslässe*, Verbandsbericht VSA 85/2 (?).
- [18] WARG, G., *Der Einfluss der Abflussverzögerungen auf die Bemessung der Regenüberläufe*, gwf Wasser-Abwasser, 107, H. 4 (1966).
- [19] WATKINS, L. H., *The Design of Urban Sewer Systems*, Road Research Technical Paper No. 55 (1962).
- [20] WEIBEL, S. R. et al., *Characterisation, Treatment and Disposal of Urban Stormwater*, 3rd Conf. Int. Ass. Water Poll. Research, München (Sept. 66), Paper No. 15.
- [21] WUHRMANN, K., *Hauptwirkungen und Wechselwirkungen einiger Betriebsparameter im Belebtschlammssystem*, Schweiz. Z. Hydrol. 26, Fasc. 2 (1964).
- [22] *Abfluss von Niederschlagswasser*, Surveyor 113 (1954), April, S. 332. (Aus: Zeitschriften Rundschau GWF 99, Heft 12 (1958)).