

Internationale Gewässerschutzkommission für den Bodensee

Bericht Nr. 14

**Regenentlastungsanlagen
Bemessung und Gestaltung**

Internationale Gewässerschutzkommission für den Bodensee

Korrigenda zu Bericht Nr. 14 Regenentlastungsanlagen

Leider haben sich im Bericht Nr. 14 einige Druckfehler eingeschlichen, welche Sie bitte bereinigen wollen.

- Auf folgenden Seiten sollte durchgehend L (gross) durch l (klein), entsprechend der Länge der Drosselstrecke in den Bildern 12 und 13, ersetzt werden:

Seite 15 (3 mal), Seite 18 (3 mal), Seite 22 (1 mal), Seite 23 (4 mal) jedoch nur im Abschnitt "Verhältnisse beim Anspringen des Wehres" sowie auf Seite 26 (1 mal).

- Seite 16, 4. Zeile: $d_{zu}^{3/2}$ statt $d_{zu}^{2/3}$

- Seite 34, 12. Zeile: $\left(\frac{45}{t_{FK} + 30}\right)$ zu 1,0 statt $\left(\frac{45}{t_{FK} + 30}\right)$ zu 1,0,

- Seite 50, 6. Zeile von unten: Das Zeichen "grösser als" > fehlt zwischen 49 l/s.ha > 15 l/s.ha

- Seite 65, 8. Zeile: Beim Hinweis auf die Bodenseerichtlinien müsste es heissen 1.1.5.1 statt 115.1.

Inhaltsübersicht

INV.-NR.

10ae

10ae
Seite

Vorwort	5
Einleitung	7
1 Entlastungsbauwerke im Fließgerinne	9
11 Allgemeines	9
12 Festlegung der Entlastungskriterien	12
13 Streichwehre	13
14 Ueberläufe mit hochgezogener Wehrschwelle	19
15 Bodenöffnung	27
16 Sonderformen	30
2 Regenbecken	32
21 Beckenarten	32
22 Bemessung von Regenüberlaufbecken	33
23 Bauformen und Betriebsweisen von Regenüberlaufbecken	37
24 Speicherkanal	45
25 Beispiele	47
26 Regenrückhaltebecken	54
3 Zusammenwirken von Kanal, Regenüberlauf, Regenbecken und Kläranlage	55
31 Ziel	55
32 Gesichtspunkte	55
33 Anordnung der Regenbecken	56
34 Beispiele	57
Bezeichnungen	65
Literaturverzeichnis	67

Vorwort

Bei der abwassertechnischen Planung im Einzugsgebiet des Bodensees ist von der Zielsetzung auszugehen, die Abwasserbelastung des Sees unter Ausschöpfung aller technischen Möglichkeiten auf ein Mindestmass zu beschränken. Diesem Ziel dienen in erster Linie die grossräumigen abwassertechnischen Zusammenschlüsse und der Ausbau der Abwasserreinigungsanlagen, die besonders hohen Anforderungen zu genügen haben.

Dieser weitgehende Ausbau ist nur dann zweckentsprechend, wenn gleichzeitig dafür gesorgt wird, dass von den in den Kanaleinzugsgebieten abgeschwemmten Schmutzstoffen ein möglichst hoher Anteil in die Abwasserreinigungsanlagen gelangt. Es ist also auch diejenige Belastung der Gewässer, die sich unabhängig vom Ausbau der Abwasserreinigungsanlagen aus der Gestaltung und Bemessung der Entwässerungsnetze und ihrer Entlastungsbauwerke ergibt, auf das unvermeidbare Mass zu beschränken. Dies ist am Bodensee umso wichtiger, als es hier fast ausschliesslich auf die Schmutzfracht ankommt, wohingegen bei Fliessgewässern zumindest bislang die Schmutzkonzentration und die Verdünnung allein massgebend waren.

In ihren "Richtlinien für die Reinhaltung des Bodensees" vom 1. Juni 1967, die in ihren wichtigsten Teilen bereits in den ersten sechziger Jahren ausgearbeitet worden sind, hat sich die Internationale Gewässerschutzkommission für den Bodensee daher auf die vorrangige Anwendung der Mischkanalisation festgelegt und dabei auch die entsprechenden Vorschriften für die Gestaltung und Bemessung von Regenauslässen und Regenwasserbecken erlassen. Damit waren neue Wege in der Kanalisationstechnik beschritten worden, die heute mehr und mehr auch anderwärts Eingang finden. Sie beruhen auf umfangreichen, von der Kommission veranlassten Untersuchungen.

Wegen der Neuartigkeit der Materie wurden die Richtlinien in einzelnen Fällen zunächst unterschiedlich angewendet. Durch eine von den Sachverständigen der Kommission ausgearbeitete und im Frühjahr 1972 herausgegebene Kommentierung, die die Richtlinien gerade in diesen Abschnitten

eingehend konkretisiert, wurden diese Auslegungsschwierigkeiten weitgehend beseitigt. Trotzdem erschien es zweckmässig, dem planenden Ingenieur auch konkrete Vorschläge für die Bemessung und Gestaltung von solchen Anlagen an die Hand zu geben. Deshalb beschloss die Kommission bei ihrer 16. Tagung im Mai 1970, den folgenden Stellen einen entsprechenden Auftrag zu erteilen:

- Institut für Siedlungswasserbau und Wassergütewirtschaft der Universität Stuttgart

(Prof. Dr.-Ing. B. Hanisch M.S., Mitarbeiter Dr.-Ing. Kh. Krauth);

- Institut für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz der Technischen Hochschule Wien

(Prof. Dr.-Ing. W. von der Emde, Mitarbeiter Dipl.-Ing. H. Kroiss);

- Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich, in Verbindung mit dem Eidg. Amt für Umweltschutz, Bern

(Prof. Dr.-Ing. A. Hörler, Mitarbeiter Dip.-Ing. W. Munz).

Als Ergebnis haben die beauftragten Stellen den nachstehenden Bericht vorgelegt, der von der Kommission gebilligt wurde.

Einleitung

Das Kanalnetz mit seinen Sonderbauwerken (z.B. Regenüberläufe, Regenbecken), die Abwasserreinigungsanlage und der Vorfluter bilden eine Einheit. Sie sind durch vielfältige Wechselbeziehungen eng miteinander verbunden und dürfen nicht isoliert betrachtet werden. Bisher wurde das Kanalnetz vorwiegend von seiner Funktion her, das Abwasser schnell und schadlos aus den Siedlungsgebieten abzuleiten, gesehen. Erhöhte Anforderungen an den Zustand unserer Gewässer verlangen danach, bereits bei der Planung des Kanalnetzes auch für den Schutz des Vorfluters zu sorgen. Dies führt nicht zwangsläufig zu erhöhten Kosten. Infolge der stärkeren Entlastungsmöglichkeit und damit kleineren Kanalquerschnitten bei der Anordnung von Regenbecken können die Gesamtkosten sogar sinken.

In den Bodenseerichtlinien werden drei verschiedenartige Ausgänge aus dem Kanalnetz unterschieden:

1. Kläranlage (mindestens biologisch gereinigter Abfluss);
2. Entlastung mit Regenbecken;
3. Entlastung ohne Regenbecken.

Durch die Kläranlage fliesst bei Regen mindestens $(1+1) Q_{TW}$, das heisst der doppelte Trockenwetterabfluss. Da seit langem bekannt ist, dass zu Beginn des Regenwasserabflusses das Kanalnetz gespült wird, und dabei die Konzentration der Schmutzstoffe im Mischwasser stark ansteigt, gehören Regenbecken zu den notwendigen Einrichtungen eines Entwässerungsnetzes. Diese Becken bewirken, dass der Schmutzstoss nicht in den Vorfluter, sondern zur Kläranlage gelangt (12). Aus Gründen der Wartung wird man relativ wenige, aber grössere Becken vorziehen. Da dies bei grossen Einzugsgebieten zu grossen Kanalquerschnitten führt, die nur selten ausgelastet werden, besteht die Möglichkeit der Entlastung ohne Regenbecken. Die grossen Kanalquerschnitte können auch für Speicherkanäle genutzt werden.

Ist der Vorfluter ein See, so ist in erster Linie die Jahresschmutzfracht von Bedeutung, die Schmutzkonzentration und die Ueberlaufhäufigkeit dagegen stellen bei Entlastungen in kleine Buchten von Seen und in Fließgewässer, vor allem wenn sie der Trinkwasserversorgung dienen, die entscheidenden Kriterien dar. Im ersten Fall soll die Eutrophierung und im zweiten Fall die Störung des biologischen Gleichgewichtes (bzw. zu hohe Schmutzkonzentration) verhindert werden. Beide Forderungen können durch die Anordnung genügend grosser Regenbecken erfüllt werden.

Grundlage dieser Vorschläge ist die Forderung, die Verunreinigung des Vorfluters durch Mischwasser bei Regen so zu beschränken, dass 80 bis 90 Prozent der BSB₅-Jahresfracht an organischen Schmutzstoffen des Mischwassers in der biologischen Abwasserreinigungsanlage entfernt werden.

Für die Anordnung der Entlastungen und Speicherräume im Kanalnetz gibt es keine allgemein gültige Lösung, weil sie in erster Linie von den örtlichen Verhältnissen abhängt. Im weiteren wird der Versuch unternommen, neben der Dimensionierung einige sinnvolle Anordnungen der Bauwerke aufzuzeigen. Durch diese Beispiele soll aber die Gestaltungsfreiheit des Ingenieurs nicht eingeschränkt werden.

1. Entlastungsbauwerke im Fliessgerinne

11 Allgemeines

111 Begriffe und Anwendungen

Für die Entlastung im Fliessgerinne kommen je nach den örtlichen Gegebenheiten folgende Bauwerke zur Anwendung:

- Streichwehre;
- Ueberläufe mit hochgezogener Wehrschwelle;
- Bodenöffnungen (Springüberlauf, Leaping weir);
- Sonderformen.

Streichwehre (Abschnitt 13) werden nur bei strömendem und schwach schiessendem (Froude wenig über 1) Zufluss angeordnet. Streichwehre ohne jeden Rückstau bei sämtlichen Zuflüssen (Fall 1) können in besonderen Fällen dann angewendet werden, wenn der grösste Abfluss zum Vorfluter gegenüber dem Abfluss zur Kläranlage relativ gering ist, zum Beispiel zur Feinentlastung von bereits vorentlasteten Kanälen. Streichwehre ohne Rückstau bis zum Anspringen des Ueberlaufs (Fall 2), deren Ablaufkanal bei grösserem Zufluss als Drosselung wirkt, sollten nur gebaut werden, wenn sie Regenbecken vorgeschaltet sind.

Ueberläufe mit hochgezogener Wehrschwelle (Abschnitt 14) stellen heute bei strömendem und schwach schiessendem Normalabfluss im Zulaufkanal den Regelfall dar.

Bodenöffnungen (Abschnitt 15) werden nur bei schiessendem Normalabfluss im Zulaufkanal angewandt.

112 Trennschärfe

Beim grössten Zufluss ($Q_{\max}$) ist der Abfluss zur Kläranlage (Q_{ab}) um den Mehrabfluss (ΔQ) grösser als bei jenem Zufluss, bei dem der Ueberfall anspringt (Q_{an}).

Eine gute Trennschärfe der Entlastung (ΔQ unter 20 Prozent von Q_{ab}) ist nur in besonderen Fällen erforderlich, so zum Beispiel vor der Kläranlage oder bei der Ausmündung in einen Schmutzwasserkanal im Trennverfahren. Bei den übrigen Entlastungen überläuft der Mehrabfluss bei den nachfolgenden Entlastungen.

113 Höhenlage der Wehrkrone, Bemessung des Ueberlaufkanals

Bei Fliessgewässern braucht die Ableitung des grösstmöglichen Abflusses zum Vorfluter nicht bei höchstem Wasserstand des Fliessgewässers gewährleistet werden. Dies entspräche einem Zusammentreffen zweier seltener Ereignisse und damit einer geringeren Häufigkeit des Eintreffens. Fehlen Angaben über das Zusammenwirken von Starkregen und Hochwasser, so kann die maximale Regenintensität $r_{\max}$ mit dem Mittelwasserstand und $r_{\max}/3$ mit dem Hochwasserstand kombiniert werden, um das Druckliniengefälle im Ueberlaufkanal zu ermitteln (Bild 11).

Bei Seen muss der grösstmögliche Abfluss im Ueberlaufkanal mit dem Hochwasserstand kombiniert werden.

Keinesfalls darf die Hochwasserkote über der Wehrkrone liegen, damit kein Wasser des Vorfluters in den Kanal eindringt. Wenn die Wehrkrone dadurch zu hoch zu liegen käme (unerwünschter Rückstau ins Netz), kann ein zusätzlicher, tiefer liegender Auslauf mit einer Rückstauklappe angeordnet werden.

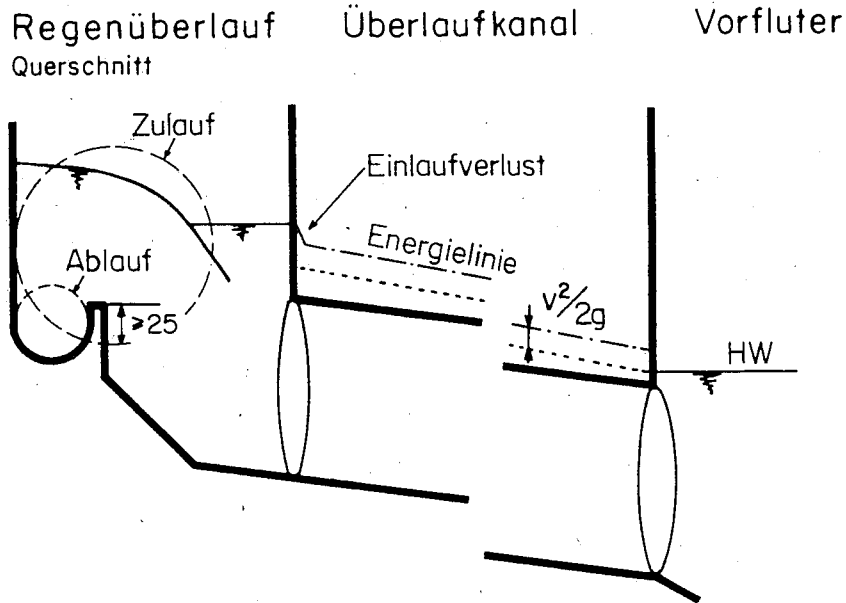


Bild 11

Der massgebliche Hochwasserstand ist von der zuständigen Behörde festzulegen.

Bei der hydraulischen Berechnung sind beim Einlauf in den Ueberlaufkanal der Einlaufverlust und die Geschwindigkeitshöhe zu berücksichtigen.

Die Wehrkrone soll mindestens 25 cm über der Sohle des Zulaufkanals liegen.

114 Zulauf- und Ablaufkanal

Je mehr die Abflussverhältnisse in der Zulaufstrecke vor dem Ueberlauf (etwa in den letzten 30 m) einem ungestörten, gleichförmigen, geradlinigen Abfluss (Normalabfluss) nahekomen, desto besser wird die Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Wirklichkeit.

Der Durchmesser des Ablaufkanals soll nicht weniger als 25 cm (Sonderfälle 20 cm) betragen.

12 Festlegung der Entlastungskriterien

121 Berechnung von Q_{an}

Für die Berechnung des Mischwasserzuflusses Q_{an} , bei dem die Entlastungen anspringen dürfen, sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- bei Entlastungen ohne Regenbecken zwischen Ueberlauf und Vorfluter wird die kritische Regenintensität r_{krit} verwendet;
- bei Entlastungen vor Regenbecken im Nebenschluss ein Vielfaches des Trockenwetteranfalles: $(1+m) Q_{TW}$.

122 Kritische Regenintensität

Die kritische Regenintensität (r_{krit}) gibt die Grenze an, oberhalb welcher Mischwasser unbehandelt dem Vorfluter übergeben werden kann. Ihre Festlegung ist für die Jahresbelastung des Vorfluters von geringem Einfluss. Ihre Hauptbedeutung liegt bei der Häufigkeit, mit der die Unzulänglichkeiten eines Mischwasserüberlaufs bei der Einleitungsstelle in den Vorfluter in Kauf genommen werden sollen.

Die kritische Intensität soll nach den Richtlinien mindestens 15 l/s.ha betragen. Angesichts der gesteigerten Anforderungen an den Gewässerschutz dürften heute bei normalen Verhältnissen 25 bis 30 l/s.ha angemessen sein. Sind die örtlichen Verhältnisse an der Einleitungsstelle besonders heikel wie zum Beispiel bei Badegewässern, Quaianlagen, Wasserentnahmen für Trinkwasser, kleinen Vorflutern, die einen Mischwasserstoss nur schlecht verkraften, so ist die kritische Intensität noch höher anzusetzen. Unter Umständen kann auch ein kleineres Regenbecken angefügt werden.

Wegen der Abflachung der Regenspitzen beim Durchfliessen des Kanalnetzes ist eine Anpassung der kritischen Intensität entsprechend der Fliesszeit t_{FK} in Minuten wie folgt angebracht(4,17):

$$r_{krit,t} = r_{krit} \cdot \frac{45}{t_{FK} + 30}$$

123 Mischungsverhältnisse

Das Mischungsverhältnis bezieht sich auf die Beschickung der Kläranlage, die in der Regel mit dem doppelten Q_{TW} erfolgt. Im Zustand des Endausbaus springt die Entlastung bei diesem Abfluss an. Verschiedene Ausbaustände und unvorhergesehene Entwicklungen müssen nach Abschnitt 32 berücksichtigt werden.

13 Streichwehre

Unter den Begriff Streichwehre fallen Ueberläufe mit seitlich angeordneten, niedrigen Wehrschwellen, deren Kronen auf der Höhe des Normalabfluss Wasserspiegels bei Q_{an} liegen. Man unterscheidet 2 Fälle:

- Fall 1: Streichwehre ohne Rückstau bei allen Zuflüssen;
- Fall 2: Streichwehre mit Rückstau nach Ueberschreiten des Zuflusses Q_{an} .

131 Bauweise

Die Krone der Streichwehre wird im Grundriss parallel oder schief zur Kanälaxe erstellt. Auch im Grundriss gekrümmte Wehrkronen können angewendet werden. Bei der Ermittlung des Wasserspiegels bei Q_{an} , sind dann die Fliehkraft und die durch die Richtungsänderung bedingten Schwingungen zu berücksichtigen (6).

Die Wehre können einseitig oder beidseitig des Fließgerinnes angeordnet werden.

132 Hydraulische Berechnung für Fall 1

Der Zufluss Q_{an} , bei dem der Ueberlauf anspringt, dient zur Ermittlung der Kronenhöhe. Diese entspricht der Normalabflusstiefe beim Wehranfang.

Das Gefälle der Wehrkrone wird zweckmässig gleich dem Sohlengefälle des Zulaufkanals angenommen.

Bei strömendem Normalabfluss kann die Berechnung nach Schmidt (20) erfolgen.

133 Hydraulische Berechnung für Fall 2 (Bild 12)

Meist beträgt der Abfluss im Ueberlaufkanal ein Vielfaches von jenem im Ablaufkanal. Die Kanäle werden in der Regel als Kreisprofile erstellt, wobei die Ueberlaufrinne längs des Streichwehres als Kreissegmentquerschnitt ausgebildet wird. Im Fall 2 besteht kein prinzipieller Unterschied zwischen strömendem und schiessendem Zufluss (8).

Die Berechnung gilt unter folgenden Voraussetzungen:

- Die Wehrkrone verläuft bündig mit dem ungestauten Wasserspiegel bei Q_{an} (Normalabfluss), Energieliniengefälle und benetzter Querschnitt werden dabei konstant gehalten.
- Der Ablaufkanal muss Q_{an} gerade noch mit freiem Wasserspiegel abführen können.

Zulauf Streichwehr Ablauf
(Drosselstrecke)

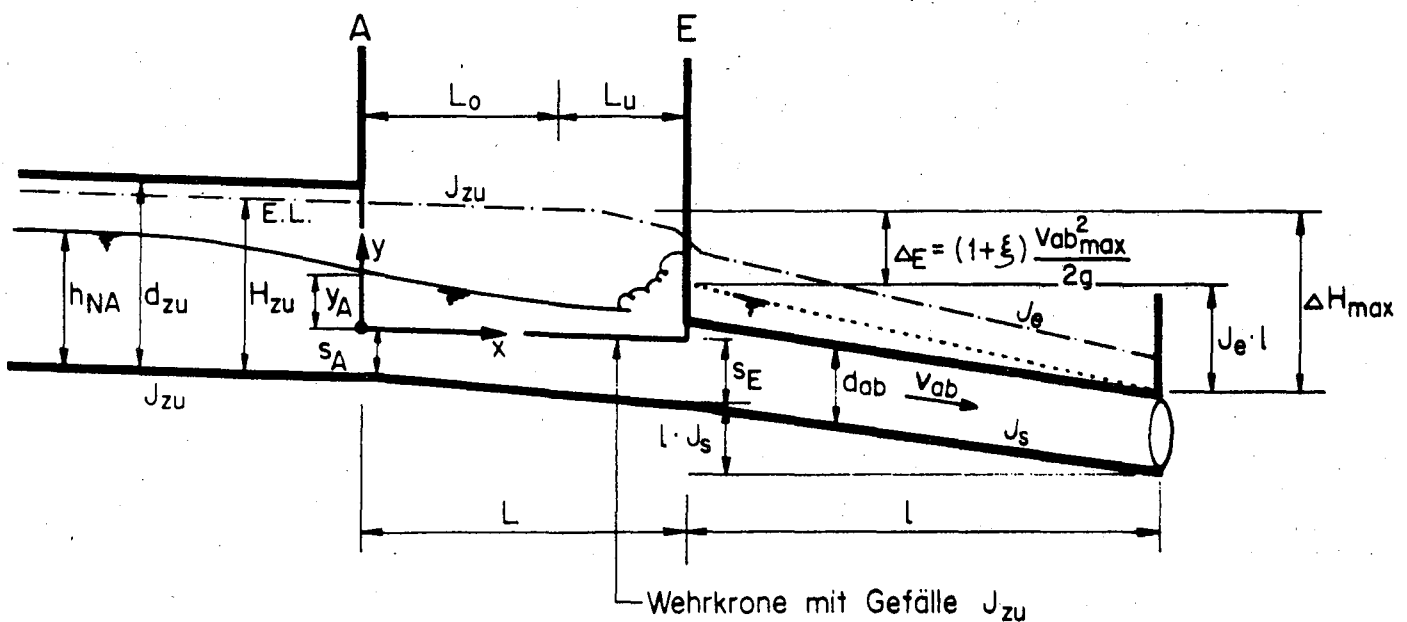


Bild 12

Der Mehrabfluss ΔQ bei grösstem Zufluss ermittelt sich aus

$$\Delta H_{\max} = (1 + \xi) \cdot \frac{v_{ab \max}^2}{2g} + J_e \cdot L$$

$\Delta H_{\max}$ Höhendifferenz zwischen der bis zum Schnitt E verlängerten Energielinie des Zulaufkanals und dem Kanalscheitel am Ende der Drosselstrecke, in Metern;

ξ Einlaufverlust unter Berücksichtigung des Staueschwalls (nach Versuchen ca. 0,8);

$v_{ab \max}$ max. Fliessgeschwindigkeit in der Drosselstrecke in m/s;

g Erdbeschleunigung ($9,81 \text{ m/s}^2$);

J_e Energieliniengefälle in der Drosselstrecke

$$J_e = (Q_{ab \max} / Q_1)^2 \cdot 0,001$$

wobei Q_1 = Schluckvermögen der Drosselstrecke bei 1 o/oo Gefälle in m^3/s ;

L Länge der Drosselstrecke in m

Daraus ergibt sich

$$Q_{ab \max} = \sqrt{\frac{\Delta H_{\max}}{\frac{0,09}{f_{ab}^2} + \frac{L}{1000 Q_1^2}}} \quad f_{ab} \text{ Ablaufquerschnitt in } \text{m}^2$$

$$\text{Mehrabfluss } \Delta Q = Q_{ab \max} - Q_{an}$$

$$\text{grösster Abfluss im Ueberlaufkanal } Q_{\bar{u}} = Q_{zu \max} - Q_{ab \max}$$

Der Mehrabfluss wird in der Regel verringert, wenn das der Drosselstrecke folgende Rohr sohlen- statt scheitelbündig angeschlossen wird.

Verlauf des Wasserspiegels längs des Streichwehres und Abfluss im Ueberlaufkanal:

Ueberfallhöhe y_A beim Wehranfang (Schnitt A)

$$y_A = \frac{Q_{\bar{U}}}{c} \quad \text{wobei} \quad c = d_{zu}^{2/3} \cdot \left[3,15 \frac{H_{zu}}{d_{zu}} - 0,35 \left(\frac{H_{zu}}{d_{zu}} \right)^2 \right]$$

Ueberfallhöhe y im Abstand x vom Wehranfang

$$y = \frac{y_A}{\left(1 + \frac{0,9}{c} w \sqrt{y_A} \cdot x \right)^2} \quad \begin{array}{l} w=1 \text{ für einseitige Ueberfälle} \\ w=2 \text{ für beidseitige Ueberfälle} \end{array}$$

Die Ueberfallmenge vom Wehranfang (Schnitt A) bis zum beliebigen Schnitt x beträgt

$$Q_{\bar{U}} = c \cdot (y_A - y) \quad \begin{array}{l} \text{(ohne Berücksichtigung des Stauschwalles} \\ \text{am Wehrende)} \end{array}$$

Wehrlänge:

Begnügt man sich mit einem Abfall der Ueberfallhöhe von y_A auf $y_A/2$, so wird die zugehörige Wehrlänge L_o

$$L_o = \frac{0,46 \cdot c}{w \cdot \sqrt{y_A}}$$

Auf dieser Strecke fließt $Q_{\bar{U}}/2$ über, die Restmenge beim Stauschwall am Ende der Wehrkrone. Dafür ist eine zusätzliche Länge L_u einzusetzen:

$$\text{beim beidseitigen Wehr} \quad L_u \sim H_{zu} - s_A$$

beim einseitigen Wehr schätzungsweise das 1,5-fache davon.

Eine Verbesserung bestehender Streichwehre ist oft durch den Einbau einer Drosselblende am Wehrende mit entsprechender Erhöhung des Wehres möglich. Berechnung nach Kallwass (10).

134 Bemessungsbeispiel für Streichwehre nach Fall 2

Aufgabe: Zu bemessen sei ein Streichwehr für ein Einzugsgebiet mit

einem Trockenwetterabfluss

$$Q_{TW} = 20 \text{ l/s}$$

und einem maximalen Zufluss

$$Q_{max} = 1800 \text{ l/s}$$

Das Wehr soll anspringen bei

$$Q_{an} = 200 \text{ l/s}$$

Zulaufkanal: Gewählt wird bei einem Sohlengefälle von 2 o/oo und einem Rauigkeitsbeiwert nach Strickler $k = 85$ ein Kanal $d_{zu} = 1,20 \text{ m}$.

Schluckfähigkeit $Q_v = 1,925 \text{ m}^3/\text{s}$

Teilfüllung n. Sauerbrey (1969)	für	Q_{TW}	Q_{an}	Q_{max}	
Abfluss		0,020	0,200	1,800	m^3/s
Normalabflusstiefe h_{NA}			0,246	0,92	m
benetzter Querschnitt f_{zu}			0,167		m^2
Fliessgeschwindigkeit v		0,67	1,19	1,94	m/s
Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$				0,19	m
Energielinienhöhe $H_{zu} = h_{NA} + v^2/2g$				1,11	m

Schwellenhöhe s_A am Wehranfang = h_{NA} für Q_{an}
= 0,25 m (= minimales s_A !)

Ablaufkanal mit freiem Abfluss (Kanalbemessung):

- Durchmesser: Der Querschnitt ist um wenigstens grösser zu wählen als f_{zu} für Q_{an} .

Gewählt wird $d_{ab} = 0,50 \text{ m}$ $f_{ab} = 0,196 > 0,167 \text{ m}^2$

- Schwellenhöhe s_E im Schnitt E

s_E = Fülltiefe im Ablaufkanal bei Fläche
 $f_{ab} (0,167 \text{ m}^2) = 0,396 \text{ m}$ bzw. 79,2 % von d_{ab}
entspricht $Q_{an} = 96,8 \%$ bzw. $0,200 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_v = 100 \%$ bzw. $0,207 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Gefälle Ablaufkanal (bei sorgfältiger Verlegung darf der Rauigkeitsbeiwert $k = 90$ angenommen werden):

Für $Q_V = 0,207 \text{ m}^3/\text{s}$ ist bei $d_{ab} = 0,50 \text{ m}$ ein Gefälle $J_s = 2,2 \text{ ‰}$ erforderlich.

- Teilfüllungsverhältnisse bei $Q_{TW} = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$:

$Q_{TW} = 9,7 \%$ von Q_V ergibt eine Fließgeschwindigkeit von $0,73 \text{ m/s}$, d.h. grösser als zulässiges $v_{\min} = 0,60 \text{ m/s}$

Ablaufkanal als Drosselstrecke

(gewählte Länge $L = 100 \text{ m}$):

$$\begin{aligned}\Delta H_{\max} &= H_{zu} - s_A + s_E + J_s \cdot L - d_{ab} \\ &= 1,11 - 0,25 + 0,40 + 0,0022 \cdot 100 - 0,50 = \\ &= 0,98 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{ab \max} &= \sqrt{\frac{\Delta H_{\max}}{\frac{0,09}{f_{ab}^2} + \frac{L}{1000 Q_1^2}}} \\ &= \sqrt{\frac{0,98}{\frac{0,09}{0,196^2} + \frac{100}{1000 \cdot 0,140^2}}} = 0,363 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

Der Mehrabfluss beträgt

$$0,363 - 0,200 = 0,163 \text{ m}^3/\text{s} \text{ oder } 81 \% \text{ von } Q_{an}.$$

Ueberfall

$$\begin{aligned}\text{Abfluss zum Vorfluter } Q_{\ddot{u}} &= Q_{\max} - Q_{ab \max} \\ &= 1,800 - 0,363 = 1,437 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

- Ueberfallhöhe im Schnitt A:

$$\text{Für } H_{zu}/d_{zu} = 1,11/1,20 = 0,925 \text{ wird der Hilfwert } c$$

$$c = 1,20^{3/2} \cdot (3,15 \cdot 0,925 - 0,35 \cdot 0,925^2) = 3,44$$

und damit die

$$\text{Ueberfallhöhe } y_A = Q_U / c = 1,437 / 3,44 = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{- Wehrlänge } L = L_O + L_U$$

beidseitiges einseitiges Wehr

$$L_O = \frac{0,46 \cdot c}{w \cdot \sqrt{y_A}}$$

1,22	2,44	m
------	------	---

$$L_U = H_{zu} - s_A$$

0,86		m
------	--	---

$$(H_{zu} - s_A) \cdot 1,5$$

	1,29	m
--	------	---

$$\text{totale Länge} \quad 2 \times 2,10 \quad 3,70 \quad \text{m}$$

Eine Verlängerung der Wehre ergibt keine wesentliche Verbesserung der Trennschärfe.

14 Ueberläufe mit hochgezogener Wehrschwelle

141 Allgemeines

Wenn erstens der Ueberlauf durch eine vollaufende Drosselstrecke eingestaut und zweitens die Wehrkrone über den Normalabflussspiegel im Zulauf angehoben wird, erzielt man folgende Vorteile gegenüber dem Streichwehr:

- geringerer Mehrabfluss ΔQ bei maximalem Zufluss;
- mehr Sicherheit gegenüber Eindringen des Vorfluterwassers ins Kanalnetz bei Hochwasser;
- bessere Ausnutzung des Speichervolumens des Kanals.

Diesen Vorteilen stehen die Nachteile eines Rückstaus entgegen:

- eventuelle Beeinträchtigung von oberhalb liegenden Kanalschlüssen;

- Verringerung der Fliessgeschwindigkeit in und vor dem Ueberlaufbauwerk mit der Gefahr von Ablagerungen.

Die Bedeutung des ersten Punktes ergibt sich aus den örtlichen Gegebenheiten; durch die Festlegung einer Minimalgeschwindigkeit begegnet man dem zweiten Nachteil (16).

Besonders um das Speichervolumen des Kanals nützen zu können, ist die Wehrkrone so hoch zu legen, wie es die Berücksichtigung der Nachteile gestattet. Dabei kann die Wehrkrone auch über den Zulaufsheitel zu liegen kommen.

Bei grösserem Gefälle wie auch bei hydraulischen Störungen in der Zulaufstrecke können die tatsächlichen Verhältnisse von den Berechnungswerten wesentlich abweichen. Durch konstruktive Massnahmen (z.B. vorgeschalteter Energieumwandlungsschacht mit anschliessender Flachstrecke) lassen sich die Nachteile vermindern.

142 Bauweise

Die Gestaltung des Bauwerkes ist in Bild 13 ersichtlich. Die Verringerung des Querschnittes vom Zulauf- zum Ablaufkanal erfordert im Bauwerk ein grösseres Sohlgefälle als im Zulaufkanal, damit bei Trockenwetter kein Rückstau entsteht.

Damit die sich beim Ansteigen des Wasserspiegels vor dem Ablauf ansammelnden Schwimmstoffe weniger in den Ueberlaufkanal und mehr in den Ablauf zur Kläranlage gelangen, empfiehlt es sich, die Ueberlaufschwelle nicht bis zum Rohreinlauf durchzuziehen (siehe Bild 13).

Bei relativ hoher Wehrschwelle und starker Entlastung können die Richtungen der abgehenden Kanäle auch verändert werden (z.B. Ueberlaufkanal als Fortsetzung des Zulaufs, Ablauf seitlich), die Wehrschwelle kann sogar senkrecht zur Zulaufrichtung liegen (siehe Abschnitt 162 Stilling Ponds).

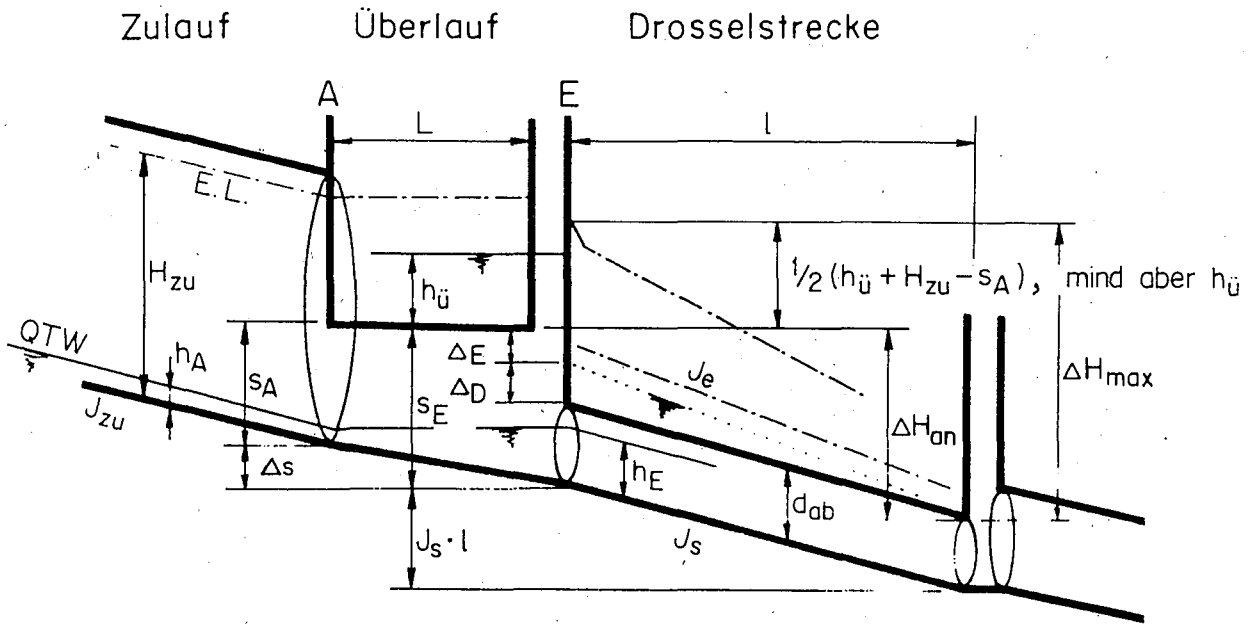


Bild 13

Um eine hydraulisch befriedigende Ueberleitung des Abflusses zum Vorfluter zu gewährleisten, soll die Wehrkrone mindestens folgende Länge aufweisen:

$$L > 2 \cdot \frac{Q_{\max}}{d_{zu}} \quad \text{in m und m}^3/\text{s}$$

Bei nicht kreisförmigen Profilen ist für d_{zu} der Durchmesser des flächengleichen Kreisprofils einzusetzen.

Das Ende der Drosselstrecke ist gekennzeichnet durch eine Querschnittsvergrößerung, durch welche ein freier Abfluss bei Teilfüllung erreicht wird ($Q_v > Q_{an}$).

Unter Umständen kann das Drosselende in einem Rückstau liegen, sei es beim Einlauf in die Kläranlage infolge eines verstopften Rechens oder bei der nachfolgenden Einmündung in einen überlasteten Hauptsammler. Auch in solchen Fällen soll der Ueberlauf nicht früher als bei Q_{an} anspringen.

143 Hydraulische Berechnung

(Bezeichnungen siehe Bild 13)

Verhältnisse beim Anspringen des Wehres:

Ausgangspunkt für die Berechnung bildet die Festlegung der Kote der Wehrkrone. Sie kann aus der zulässigen Mindestgeschwindigkeit berechnet werden. Die geringste Fliessgeschwindigkeit stellt sich im Zulaufquerschnitt A bei Q_{an} ein. Bei grösserem und kleinerem Abfluss ist die Fliessgeschwindigkeit grösser. Es hat keinen Sinn, für diesen seltenen Moment strengere Anforderungen zu stellen als für das Jahresmittel des Trockenwetteranfalles im Kanalnetz. Je nach den topographischen Verhältnissen wird diese Mindestgeschwindigkeit mit etwa 0,3 bis 0,5 m/s angesetzt. Im Interesse eines grossen Rückhalteranges (hohe Wehrschwelle) soll diese Mindestgeschwindigkeit im Ueberlaufbauwerk auch nicht höher liegen. Durch diese Forderung ergibt sich die Fläche des Zulaufquerschnittes, aus der die Wasserspiegelhöhe und damit die Kote der Wehrkrone folgt.

Beträgt die Fliessgeschwindigkeit im Zulaufkanal bei Q_{TW} mehr als 0,8 m/s, so spielt die Mindestgeschwindigkeit keine Rolle. Die Wehrkrone kann dann so hoch gelegt werden, wie es die zulässige Rückstauhöhe erlaubt.

Nach der Festlegung des Sohlengefälles für die Drosselstrecke wird der Durchmesser etwas kleiner gewählt, als für den freien Abfluss von Q_{an} nötig wäre. Beim Trockenwetteranfall soll die Geschwindigkeit nicht unter 0,60 m/s liegen.

Die zumindest erforderliche Sohlendifferenz längs des Wehres folgt aus dem bei Q_{TW} wasserspiegelbündigen Anschluss der Drosselstrecke:

$$\Delta s = h_E - h_A \quad s_E = \Delta s + s_A$$

Der Umstand, dass beim Anspringen des Ueberlaufs der Wasserspiegel vor dem Drosseleinlauf auf Kronenhöhe liegt, liefert die Grundlagen für die Berechnung der Drossellänge L (bei Q_{an}).

Diese Druckhöhe ΔH_{an} setzt sich zusammen aus:

$$\Delta E \begin{cases} \text{Einlaufverlust} & \text{ca. } 0,35 \cdot \frac{v^2}{2g} \\ \text{Geschwindigkeitshöhe} & 1,0 \cdot \frac{v^2}{2g} \end{cases}$$

$$\Delta_D \quad \text{Ueberhöhung der Drosselstrecke} \quad (J_e - J_s) \cdot L$$

$$J_s \cdot L \quad \text{Sohldifferenz auf der Drosselstrecke}$$

Sie ist andererseits: $\Delta H_{an} = s_E + J_s \cdot L - d_{ab}$

Das nötige Energiegefälle beträgt: $J_e = (Q_{an}/Q_1)^2 \cdot 0,001$

(Q_1 = Schluckvermögen des Kanals bei 1 o/oo Gefälle)

Somit wird $L = \frac{s_E - d_{ab} - \Delta_E}{J_e - J_s}$

Ergibt diese Formel einen negativen Wert, so liegt der Ablauf zu hoch: es muss ein grösseres Δs gewählt werden.

Wird eine wesentlich kürzere Drosselstrecke gewünscht, so ist ein kleinerer Durchmesser zu wählen.

Da die hydraulischen Verhältnisse bei dieser Berechnung relativ genau erfasst werden, kann der Rauigkeitsbeiwert gegenüber generellen Berechnungen leicht erhöht werden (z.B. $k = 90$, ATV I (1967) "Drosselstrecke").

Verhältnisse bei maximalem Zufluss

Die sich beim grössten Zufluss Q_{max} einstellende mittlere Ueberfallshöhe $h_{\ddot{u}}$ hängt von der gewählten Ueberfalllänge L ab:

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\ddot{u}}/L}{\mu \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \frac{2}{3} (Q_{\ddot{u}}/L)^{2/3}$$

wobei näherungsweise $Q_{\ddot{u}} = Q_{max} - Q_{an}$ gesetzt werden kann.

Spielt die Mindestgeschwindigkeit keine Rolle (z.B. wenn das überlaufende Mischwasser in ein Regenbecken gelangt und die Fliessgeschwindigkeit in der Staustrecke bei Q_{TW} mindestens 0,80 m/s beträgt), so kann die Wehrhöhe nach Annahme einer Wehrlänge aus der Energiehöhe im Zulauf berechnet werden:

Wird die Energiehöhe längs des Wehres als horizontal angenommen, so ergibt sich die Wehrhöhe vereinfacht zu

$$s_A = H_{zu} - h_{\bar{u}} - v_{zu}^2 / 4g$$

Wird die Wehrkrone höher gelegt, so erhöht sich die Energiehöhe annähernd um denselben Betrag.

Aus der Druckhöhe ΔH_{max} ergibt sich der Abfluss Q_{ab} und damit auch der Mehrabfluss $\Delta Q = Q_{ab} - Q_{an}$, im nachfolgenden Berechnungsbeispiel als Faktor Q_{ab}/Q_{an} ausgedrückt. Je grösser s_A , l , L , J_s , desto geringer wird der Mehrabfluss. Der maximal zulässige Rückstau begrenzt die Wahl der Druckhöhe.

Zur Berücksichtigung des Stauschalles bei relativ niedrigem Wehr kann als Druckhöhe die mittlere Lage zwischen dem Wasserspiegel infolge Ueberfallhöhe $h_{\bar{u}}$ und der Energiehöhe im Zulauf angenommen werden (sofern diese höher liegt, sonst ist mit $h_{\bar{u}}$ zu rechnen).

Die Berechnung ist relativ unempfindlich hinsichtlich der Druckhöhe am Einlauf der Drosselstrecke, gibt doch ein Fehler von 10 cm bei normalen Verhältnissen eine Abweichung von nur 5 % bei Q_{ab} .

Der Mehrabfluss wird in der Regel verringert, wenn das der Drosselstrecke folgende Rohr sohlen- statt scheidelbündig angeschlossen wird.

Bei der Netzberechnung ist unterhalb der Drosselstrecke mit Q_{an} weiterzurechnen, der Mehrabfluss wird nicht berücksichtigt. Eine Ausnahme bildet der Uebergang vom Mischverfahren in die Schmutzwasserleitung einer Trennkanalisation.

Nach Samsunlu (19) wird bei Ueberläufen mit hochgezogener Wehrschwelle die Schmutzkonzentration des Ueberlaufwassers umso geringer, je länger die Ueberlaufschwelle ist.

144 Bemessungsbeispiel für Ueberlauf mit hochgezogener Schwelle

Aufgabe: Zu bemessen sei ein Ueberlauf für ein Einzugsgebiet mit

einem Trockenwetterabfluss	Q_{TW}	=	20 l/s
und einem maximalen Zufluss	Q_{max}	=	1800 l/s
Das Wehr soll anspringen bei	Q_{an}	=	200 l/s

Zulaufkanal: Gewählt wird bei einem Sohlgefälle von 2 o/oo und einem Rauigkeitsbeiwert nach Strickler $k = 85$ ein Kanal mit $d_{zu} = 1,20$ m. Schluckfähigkeit $Q_v = 1,925 \text{ m}^3/\text{s}$.

Normalabfluss bei Q_{max} :
$$\begin{aligned} h &= 0,92 \text{ m} \\ v &= 1,94 \text{ m/s} \end{aligned} \quad H = h + \frac{v^2}{2g} = 1,11 \text{ m}$$

bei Q_{TW} :
$$\begin{aligned} h &= 0,075 \text{ m} \\ v &= 0,67 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Schwellenhöhe s_A am Wehranfang: sie ist gleich der Wassertiefe im Schnitt A für Q_{an} bei der geringsten zulässigen Geschwindigkeit. Die Wahl von $v_{min} = 0,30 \text{ m/s}$ ergibt eine Querschnittsfläche von $0,200/0,30 = 0,67 \text{ m}^2$ und eine Wassertiefe von $0,68 \text{ m}$ ($= s_A$).

Höhenlage der Energielinie über der Wehrkrone bei Q_{max} :

$$H_{zu} - s_A = 1,11 - 0,68 = 0,43 \text{ m}$$

Drosselstrecke (mit Rauigkeitsbeiwert $k = 90$ gerechnet)

- Das Sohlgefälle wird zu 2 o/oo gewählt. Um Q_{an} mit freiem Wasserspiegel abzuführen, ist ein $d_{ab} = 0,50 \text{ m}$ erforderlich. Damit eine Drosselwirkung erfolgt, muss mindestens der nächstkleinere Durchmesser gewählt

werden: $d_{ab} = 0,45 \text{ m}$

- Fließgeschwindigkeit bei Q_{TW} : $0,71 \text{ m/s}$

zulässig: $0,60 \text{ m/s}$

Wassertiefe bei Q_{TW} : $h_E = 0,105 \text{ m}$

- Die zumindest erforderliche Sohldifferenz zwischen den Schnitten A und E (wasserspiegelbündig bei Q_{TW}) wird

$$\Delta s \geq h_E - h_A = 0,105 - 0,075 = 0,03 \text{ m}$$

Die Schwellenhöhe am Wehrende wird bei horizontaler Wehrkrone

$$s_E = s_A + \Delta s = 0,68 + 0,03 = 0,71 \text{ m}$$

- Drossellänge (Berechnung mit Q_{an})

$$J_e = (Q_{an}/Q_1)^2 = (0,200/0,105)^2 = 3,6 \text{ o/oo} = 0,0036$$

$$\Delta_E = 1,35 v_{an}^2 / 2g = 0,069 (0,200/0,159)^2 = 0,109 \text{ m}$$

$$\text{und damit } L = \frac{s_E - d_{ab} - \Delta_E}{J_e - J_s} =$$

$$= \frac{0,71 - 0,45 - 0,11}{0,0036 - 0,0020} = 94 \text{ m}$$

Ueberlauf bei Q_{max}

$$Q_{\ddot{u}} = Q_{max} - Q_{an} = 1,800 - 0,200 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Es ergeben sich folgende Druckhöhen:

$$\Delta H_{an} = s_E - d_{ab} + J_s \cdot l = 0,71 - 0,45 + 0,002 \cdot 94 = 0,45 \text{ m}$$

$$\Delta H_{max} = \Delta H_{an} + 1/2 \cdot (h_{\ddot{u}} + H_{zu} - s_A) = 0,45 + 1/2 \cdot (h_{\ddot{u}} + 0,43)$$

Für verschiedene Wehrlängen L ergeben sich folgende Verhältnisse
(Masse in m und m^3/s):

L	$q_{\ddot{U}} = Q_{\ddot{U}}/L$	$h_{\ddot{U}} = \frac{2}{3} q_{\ddot{U}}^{2/3}$	$\Delta H_{\max}$	$\frac{Q_{ab}}{Q_{an}} = \sqrt{\frac{\Delta H_{\max}}{\Delta H_{an}}}$
4	0,400	0,39	0,86	1,38
6	0,267	0,28	0,80	1,33
8	0,200	0,23	0,78	1,31

oder mit dem genaueren Wert $Q_{\ddot{U}} = 1,800 - 0,200 \cdot 1,33 = 1,534$

6	0,256	0,268	0,80	1,33
---	-------	-------	------	------

Zum Vergleich: $2 Q_{\max}/d_{zu} = 3,0 \text{ m} < L \text{ (nach 142)}$

15 Bodenöffnung (Springüberlauf, Leaping Weir)

Eine Entlastung mit Bodenöffnung ist nur im schiessenden Abflussbereich anzuwenden und zwar am besten bei Gefällen von 20 bis 400 ‰.

151 Bauweise

Die bauliche Gestaltung geht aus Bild 14 hervor. Der Mehrabfluss ΔQ ist bei dieser Bauweise meist gering.

Während die Öffnungsbegrenzung in bisherigen Ausführungen meist mit einem runden Blech (unveränderte Fortsetzung der runden Rohrsohle) ausgeführt wurde (7), wird heute auch ein ebenes Blech vorgeschlagen, weil dadurch der Mehrabfluss geringer wird (22). Zur Erleichterung von späteren Anpassungen wird das Blech meist verschiebbar angeordnet.

Konstruktion für Kreis-Querschnitt:

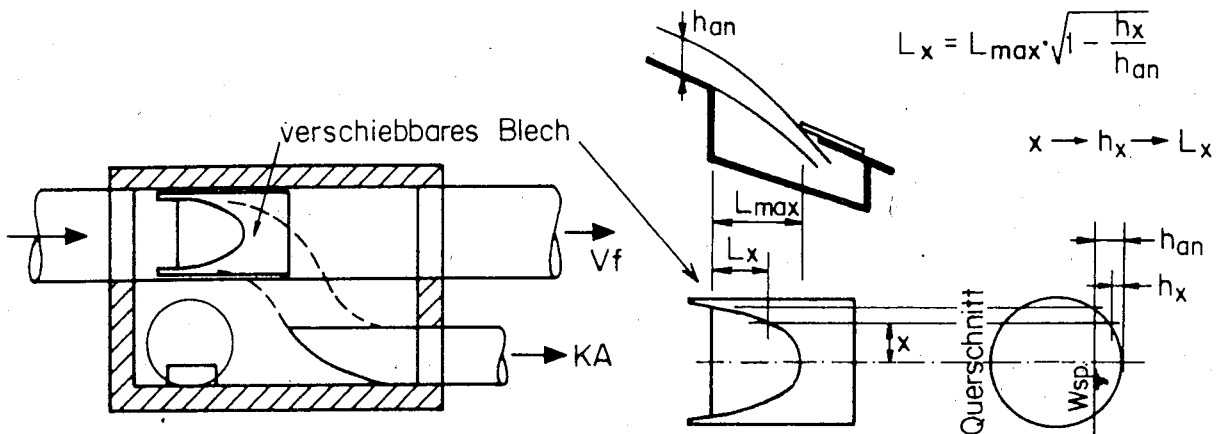


Bild 14

Vf = Vorfluter

KA = Kläranlage

Die Länge der Oeffnung sollte aus praktischen Gründen mindestens 50 cm betragen. Dies ergibt minimale Q_{an} in der Grösse von etwa

160 l/s bei J_{zu}	=	20 o/oo
100 " " "		50 o/oo
80 " " "		100 o/oo
50 " " "		300 o/oo

152 Berechnung der Oeffnung

Die Länge der Oeffnung berechnet sich bei Gefällen unter 200 o/oo nach folgender Formel:

$$L_{max} = 1/2 \cdot v_{an} \cdot \sqrt{h_{an}} \quad \text{in m und m/s}$$

v_{an} und h_{an} bedeuten Wassertiefe und Fliessgeschwindigkeit des Normalabflusses im Zulaufkanal bei Q_{an} .

Für ebenes Blech gilt obige Formel, wenn der Zulauf ein Kreisprofil aufweist; wenn es sich um ein Rechteckprofil handelt, ist $L_{\max}$ um 15 % zu erhöhen.

Bei Gefällen über 200 o/oo ($J_{\text{zu}} \gg 0,200$) errechnet sich die Länge der Oeffnung nach folgender Formel:

$$L_{\max} = \frac{v_{\text{an}} \cdot \sqrt{h_{\text{an}}}}{2} \left(1 + \frac{J_{\text{zu}} - 0,200}{4} \right) + h_{\text{an}} \cdot J_{\text{zu}}$$

Die Form der Oeffnung ist bei rundem Blech eine Parabel, deren Konstruktion aus Bild 14 hervorgeht.

Bei ebenem Blech hat der Ausschnitt die Form einer Ellipse, deren grosse Achse gleich der Wasserspiegelbreite b_{an} bei h_{an} ist, während die kleine Achse die Hälfte davon beträgt (siehe Beispiel und Bild 15).

Berechungsbeispiel für ebenes Blech (Bild 15)

$$d_{\text{zu}} = 0,60 \text{ m}, J_s = 30 \text{ o/oo}, k = 90: Q_v = 1,240 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{an}} = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Teilfüllung: } h_{\text{an}} = 0,27 \cdot 0,60 = 0,16 \text{ m}, b_{\text{an}} = 0,54 \text{ m}$$

$$f_{\text{an}} = 0,061 \text{ m}^2, \text{ daraus } v_{\text{an}} = 0,20/0,061 = 3,30 \text{ m/s}$$

$$L_{\max} = 0,5 \cdot 3,30 \cdot \sqrt{0,16} = 0,66 \text{ m}$$

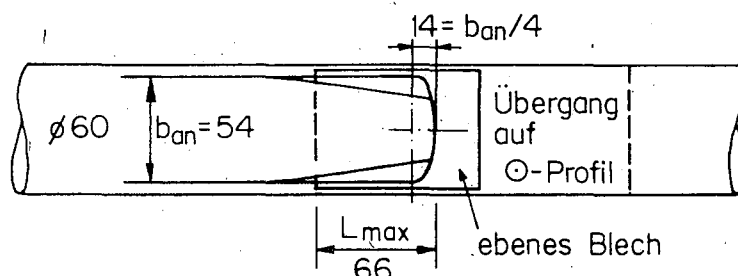


Bild 15

16 Sonderformen

161 Horizontales Trennblech (Zungenüberlauf)

Diese Ausführung gestattet keinen Rückstau. Das Trennblech wird meist auf der Höhe des Wasserspiegels bei Normalabfluss für Q_{an} angeordnet. Das Schluckvermögen des unter dem Trennblech liegenden Querschnitts ist allerdings etwas geringer, da der benetzte Umfang plötzlich ansteigt. Es empfiehlt sich deshalb, etwas Reserve einzurechnen. Beim Uebergang in den Ablaufkanal ist zu beachten, dass eine fallende Energielinie gewährleistet wird.

Da das Trennblech mindestens 25 cm über der Sohle liegen muss, kommt diese Konstruktion nur bei grösseren Abflüssen in Frage.

162 Stilling Pond (Bild 16)

Bei dieser vorwiegend in England verwendeten Bauart wird der Zulauf in eine Kammer mit v-förmiger Sohle übergeführt. An der Stirnwand geht der weitergeführte Abfluss Q_{ab} unten ab und der Abfluss zum Vorfluter läuft über ein senkrecht angeströmtes Wehr. Es handelt sich also auch hier um einen gedrosselten Ueberlauf. Die englische Praxis hat dafür einige Bemessungsgrundsätze entwickelt (21).

So werden auf der Basis des Zulaufdurchmessers folgende Dimensionen angegeben:

- | | |
|--|--------------------|
| - Länge $\geq 4,2 \cdot d_{zu}$ | - seitliche Boden- |
| - Breite $\geq 2,5 \cdot d_{zu}$ | neigung 1 : 5 |
| - Wehrhöhe 0,9 bis $1,2 \cdot d_{zu}$ | (andernorts wird |
| - Wassertiefe 1,6 bis $1,9 \cdot d_{zu}$ | 1 : 1 verlangt) |

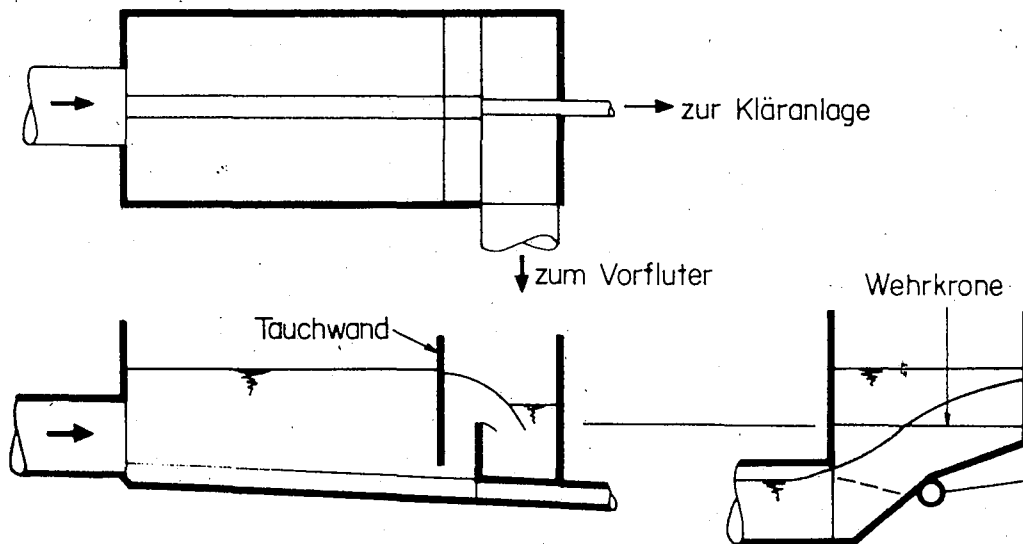


Bild 16

Vor dem Ueberfallwehr wird eine Tauchwand angeordnet, damit das Schwemmgut zurückgehalten und nach Absinken des Wasserspiegels zur Kläranlage abgeführt wird.

Dafür müssen zufolge der kurzen Wehrlänge eine geringe Trennschärfe sowie relativ breite Bauwerksmasse in Kauf genommen werden.

163 Ueberläufe mit gesteuertem Abfluss

Bei hohen Anforderungen an die Trennschärfe lässt sich der Abfluss durch eine vom Abfluss her gesteuerte Klappe regulieren. Durch solche Einrichtungen können mehr Störungen auftreten.

Der gleiche Zweck kann auch durch zwei aufeinanderfolgende Ueberläufe zur Grob- und Feinentlastung erreicht werden. Ein relativ konstanter Maximalabfluss ergibt sich meist auch nach Pumpwerken.

2. Regenbecken

21 Beckenarten

Je nach der Wirkungsweise können unterschieden werden:

- Regenüberlaufbecken;
- Speicherkanal;
- Regenrückhaltebecken;
- Regenklärbecken.

Regenüberlaufbecken stellen eine Verknüpfung von Regenrückhaltebecken und Regenüberlauf dar. Die beiden Bauteile können getrennt oder in einem Bauwerk vereinigt ausgeführt werden. Die Becken besitzen einen Bodenablauf und einen oder mehrere Ueberläufe. Sie sind so auszubilden, dass der Beckeninhalt mit den zurückgehaltenen absetzbaren Stoffen zur Kläranlage weitergeleitet wird.

Speicherkanäle nutzen mit Hilfe eines Drosselorganes das verfügbare Kanalvolumen zur Speicherung aus. Sie wirken wie Regenüberlaufbecken.

Regenrückhaltebecken besitzen im Normalfall einen Notüberlauf. Ihr gesamter Inhalt wird nach Rückgang des Regens verzögert und gedrosselt im Kanal abgeführt. Sie verhindern eine Ueberlastung von Sammlern und Pumpwerken an den Stellen im Kanalnetz, an denen eine Entlastung unmöglich oder unerwünscht ist.

Regenklärbecken sind Becken mit Ueberlauf, jedoch im allgemeinen ohne Bodenablauf. Sie dienen der mechanischen Klärung von Regenwasser beim Trennverfahren und werden daher hier nicht behandelt.

22 Bemessung von Regenüberlaufbecken

221 Beckentypen und Anwendung

Regenüberlaufbecken können bei ausreichendem Gefälle, das heisst wenn die Entleerung mit natürlichem Gefälle möglich ist, im Hauptschluss angeordnet werden. Sonst sollten sie im Nebenschluss liegen.

Vom Ueberlaufwasser nicht durchflossene Becken - im folgenden als Fangbecken bezeichnet - werden meist angewandt, wenn die Fliesszeit beim Berechnungsregen im Kanalnetz bis zum Becken weniger als 15 bis 20 Minuten beträgt. Es ist anzustreben, dass im Einzugsgebiet des Fangbeckens liegende Entlastungen ohne Becken erst bei einer Regenintensität von mindestens 30 l/s·ha anspringen.

Vom Ueberlaufwasser durchflossene Becken - im folgenden Durchlaufbecken genannt - werden meist bei längeren Fliesszeiten angewandt.

222 Bestimmung von Q_{ab}

Bei leerem Regenüberlaufbecken im Hauptschluss sollte der Abfluss ohne Rückstau mindestens Q_{TW} betragen. Als Q_{ab} kann das Mittel zwischen dem Abfluss bei Beginn des Aufstaus und demjenigen bei Beginn des Ueberlaufens bezeichnet werden.

Regenüberlaufbecken im Nebenschluss sollten erst nach Ueberschreiten von $Q_{ab} = (1+1) Q_{TW}$ beschickt werden.

Beckenabflussanteil r_{ab} als Regenspende ausgedrückt:

$$r_{ab} = \frac{Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} \quad \text{in l/s} \cdot \text{ha}$$

Q_{ab} und Q_{TW} in l/s

F_{red} = reduzierte Fläche des Einzugsgebietes in ha.

223 Erforderlicher Beckeninhalt

Die Bemessung von Regenüberlaufbecken ist grundsätzlich vom Beckentyp und damit von der Betriebsweise abhängig. Fangbecken müssen den von der Fliesszeit abhängigen Spülostoss speichern können.

Ihr Volumen ergibt sich zu (17):

$$V = \frac{t_{FK} + 5}{30} (30 - r_{ab}) \cdot F_{red} \text{ in m}^3 \quad (1)$$

t_{FK} = Fliesszeit im Kanalnetz beim Berechnungsregen in Minuten, mindestens aber fünf Minuten.

Das Volumen der Durchlaufbecken ergibt sich zu:

$$V = 0,6 (30 - r_{ab}) \left(\frac{45}{t_{FK} + 30} \right) \cdot F_{red} \text{ in m}^3 \quad (2)$$

Bei Fliesszeiten unter 15 Minuten darf der Zeitbeiwert $\left(\frac{45}{t_{FK} + 30} \right)$ zu 1,0 angenommen werden. Die beiden Berechnungsformeln sind auf Bild 21 dargestellt. Regenüberlaufbecken im Kanalnetz mit einem Volumen von weniger als 100 m³ sind nicht zu empfehlen.

Es ist zulässig, das Volumen beider Beckenarten nach Formel 2 zu berechnen.

Als Volumen V gilt der Beckeninhalt zwischen den Wasserspiegeln im Becken beim Anspringen des Ueberlaufs und bei einem konstanten Zufluss von (1+1) Q_{TW} (siehe Bilder 22 und 24).

Der Speicherraum im Zulaufkanal vor dem Regenüberlauf darf vom Beckeninhalt nicht abgezogen werden.

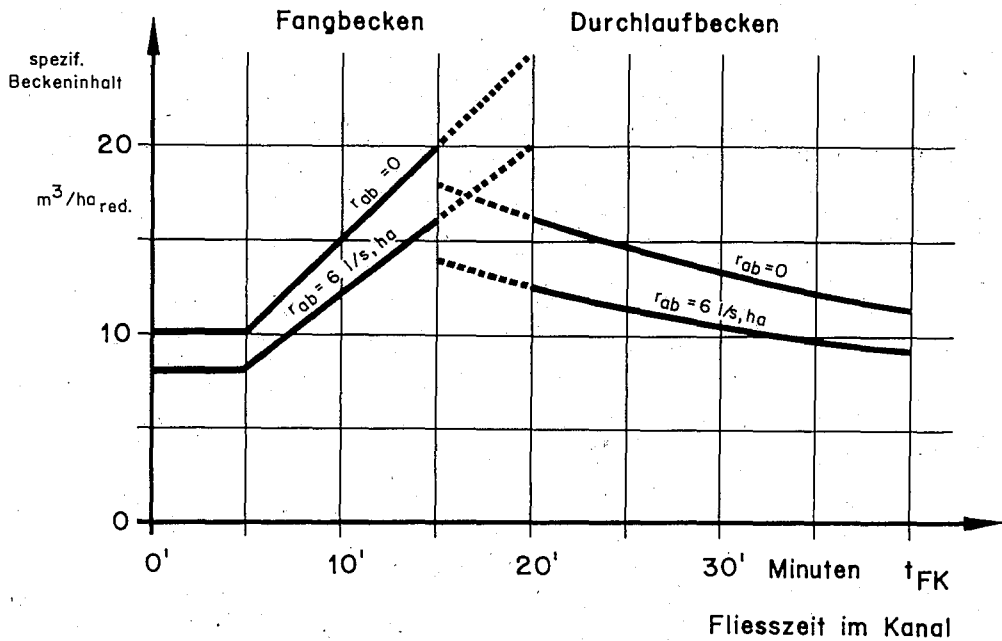


Bild 21

224 Gefällsverhältnisse und Hinweise auf den Betrieb der Regenüberlaufbecken

Beim Bau von Regenüberlaufbecken sind die Gefällsverhältnisse von ausschlaggebender Bedeutung, weil die Speicherung des Wassers einen Aufstau bedingt. Bei der baulichen Ausführung ist zu beachten, dass sich im Becken Schlamm ablagert, der schliesslich zur Kläranlage gelangen muss. Mischwasser darf erst dann in den Vorfluter gelangen, wenn das Becken gefüllt ist.

Entleerungspumpen dürfen erst nach Regenende eingeschaltet werden.

225 Ueberläufe am Regenbecken

Das Fangbecken (FB) im Hauptschluss hat nur einen Ueberlauf, der anspringt, wenn das Becken voll ist. Er wird als Beckenüberlauf (BÜ) bezeichnet.

Bei Durchlaufbecken (DB) wird dieser Ueberlauf, der das Beckenvolumen nach oben begrenzt, als Klärüberlauf (KÜ) bezeichnet. Damit die Klärbedingungen eingehalten werden können, ist es oft nötig, den Zufluss nach oben zu begrenzen. Dieser zusätzliche Ueberlauf wird hier als Beckenüberlauf (BÜ) bezeichnet.

Bei Becken im Nebenschluss geschieht die Beschickung über einen Ueberlauf im Zulaufkanal, der bei $(1+m)Q_{TW}$ anspringt und als Regenüberlauf (RÜ) bezeichnet wird.

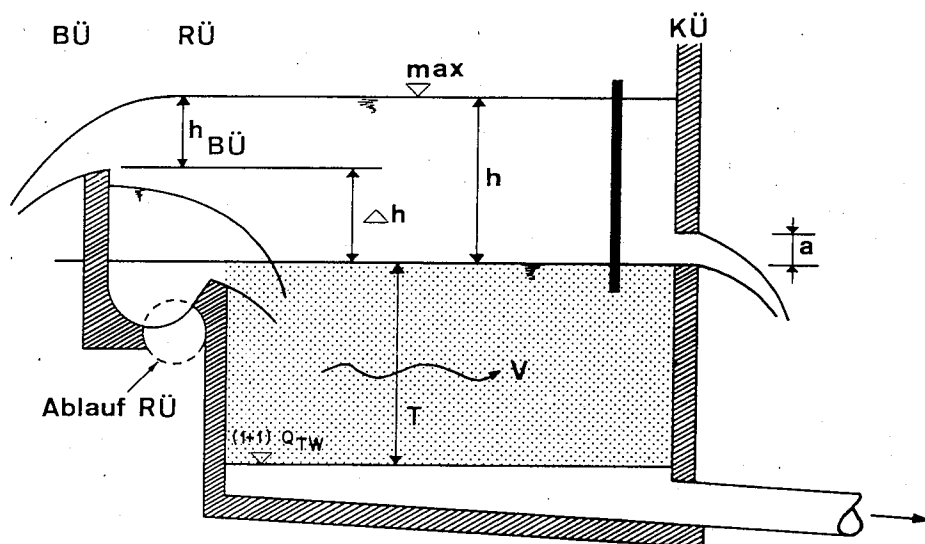


Bild 22

Die Höhenlage des Regenüberlaufs RÜ wird von den übrigen Ueberläufen nicht beeinflusst. Bei leerem Becken muss der max. Zufluss ins Becken gelangen, ohne dass ein Ueberlauf zum Vorfluter anspringt.

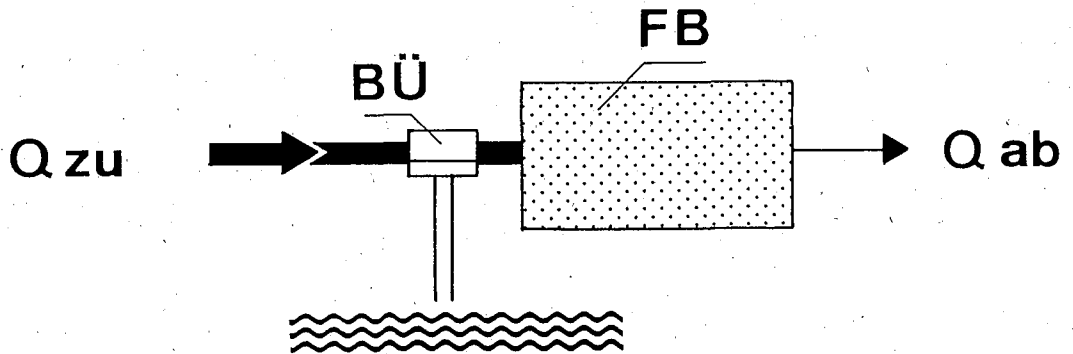
Die Krone des Klärüberlaufs KÜ ergibt die obere Begrenzung des Beckeninhaltes. Sie kann unter oder über der Krone des Regenüberlaufs bzw. der Zulaufsohle liegen. Allenfalls sind die Folgen des Rückstaus in den Zulaufkanal zu beachten (Fließgeschwindigkeit im Zulauf bei $Q_{TW} > 0,80 \text{ m/s}$).

Der Beckenüberlauf beim Durchlaufbecken darf erst bei einem Regen mit der Intensität von 15 l/s ha anspringen.

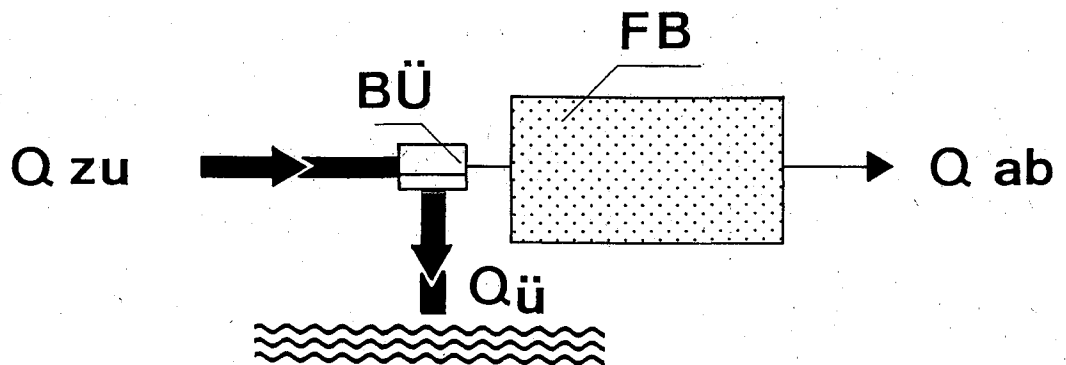
23 Bauformen und Betriebsweisen von Regenüberlaufbecken

231 Fangbecken im Hauptschluss

Fliessschema beim Füllvorgang:



Fliessschema nach Vollfüllung des Beckens:



Dieser Beckentyp wird zweckmässig dann angeordnet, wenn Q_{ab} nicht mehr mit Regenwasser vermischt wird. Er speichert bei ausreichendem Gefälle den Spülostoss, wenn die Fliesszeit beim Berechnungsregen bis zum Bauwerk weniger als 15 bis 20 Minuten beträgt.

Der Abfluss kann durch eine Steuereinrichtung konstant gehalten werden, wenn ein grösserer Abfluss bei vollem Becken nicht zulässig ist, zum Beispiel vor der Kläranlage.

Bei Trockenwetterabfluss dürfen sich keine Ablagerungen im Becken bilden.

Der Beckenüberlauf darf erst bei vollem Becken anspringen.

Vorteile:

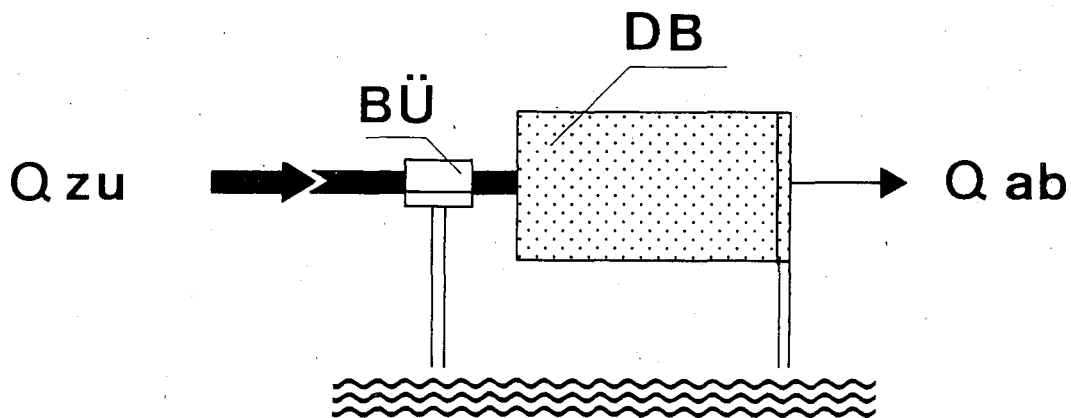
- nur ein Ueberlauf;
- keine verbindenden Leitungen;
- Entleerung mit natürlichem Gefälle;
- weitgehende Freiheit in der Grundrissgestaltung möglich.

Nachteile:

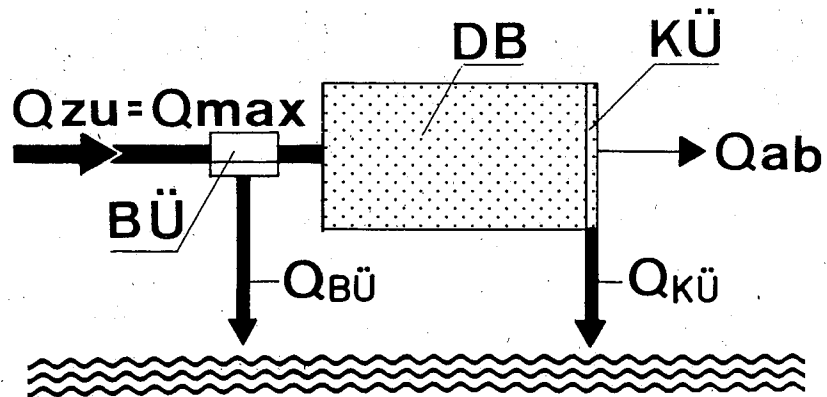
- Höhenverlust;
- stark veränderlicher Abfluss oder Steuereinrichtung.

232 Durchlaufbecken im Hauptschluss

Fliessschema beim Füllvorgang:



Fliessschema nach Vollfüllung des Beckens:



Dieser Beckentyp wird bei ausreichendem Gefälle angeordnet, wenn die Fliesszeit beim Berechnungsregen bis zum Bauwerk mehr als 15 bis 20 Minuten beträgt.

Bei Einhaltung folgender Bemessungswerte ist nach derzeitigen Erfahrungen eine günstige Absetzwirkung zu erzielen:

- Oberflächenbeschickung bei einem Regen von $15 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \leq 10 \text{ m/h}$;
- horizontale Fliessgeschwindigkeit im Rechteckbecken beim maximalen Zufluss $\leq 0,10 \text{ m/s}$;
- minimale Aufenthaltszeit 5 Minuten bei max. Beckenfüllung.

Als Anhalt für die Abmessungen von Rechteckbecken können dienen:

- $L > 6$ • mittlere Tiefe bei Beginn des Ueberlaufens
- $L > 3$ • Breite

Bei der baulichen Gestaltung ist folgendes zu beachten:

- der Beckenüberlauf darf erst nach dem Klärüberlauf anspringen; er begrenzt die Aufenthaltszeit im Becken auf minimal 5 Minuten;

- bei Trockenwetterabfluss dürfen sich keine Ablagerungen bilden;
- der Einlauf ist so zu gestalten, dass die Turbulenz im Becken möglichst gering wird;
- Tauchwand vor dem Klärüberlauf.

Vorteile:

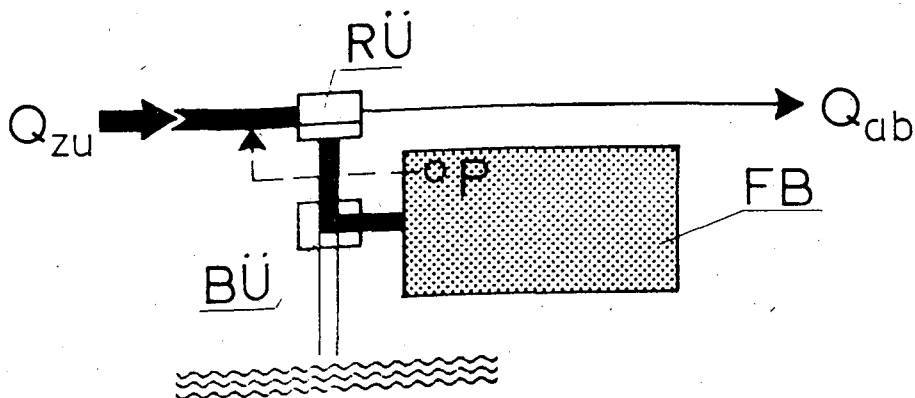
- neben Speicherwirkung auch Klärwirkung;
- wenig verbindende Leitungen;
- Schwimmstoffe werden weitgehend zurückgehalten;
- Entleerung mit natürlichem Gefälle.

Nachteile:

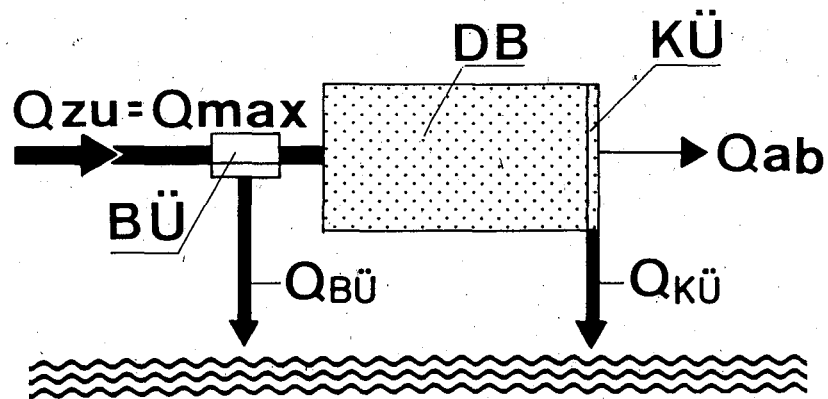
- Einbauten zur Verringerung der Turbulenz;
- zwei Ueberläufe;
- stark veränderlicher Abfluss oder Steuereinrichtung;
- Höhenverlust.

233 Fangbecken im Nebenschluss

Fliessschema beim Füllvorgang:



Fliessschema nach Vollfüllung des Beckens:



Dieser Beckentyp wird bei ausreichendem Gefälle angeordnet, wenn die Fliesszeit beim Berechnungsregen bis zum Bauwerk mehr als 15 bis 20 Minuten beträgt.

Bei Einhaltung folgender Bemessungswerte ist nach derzeitigen Erfahrungen eine günstige Absetzwirkung zu erzielen:

- Oberflächenbeschickung bei einem Regen von $15 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \leq 10 \text{ m/h}$;
- horizontale Fliessgeschwindigkeit im Rechteckbecken beim maximalen Zufluss $\leq 0,10 \text{ m/s}$;
- minimale Aufenthaltszeit 5 Minuten bei max. Beckenfüllung.

Als Anhalt für die Abmessungen von Rechteckbecken können dienen:

- $L > 6$ • mittlere Tiefe bei Beginn des Ueberlaufens
- $L > 3$ • Breite

Bei der baulichen Gestaltung ist folgendes zu beachten:

- der Beckenüberlauf darf erst nach dem Klärüberlauf anspringen;
- er begrenzt die Aufenthaltszeit im Becken auf minimal 5 Minuten;

- bei Trockenwetterabfluss dürfen sich keine Ablagerungen bilden;
- der Einlauf ist so zu gestalten, dass die Turbulenz im Becken möglichst gering wird;
- Tauchwand vor dem Klärüberlauf.

Vorteile:

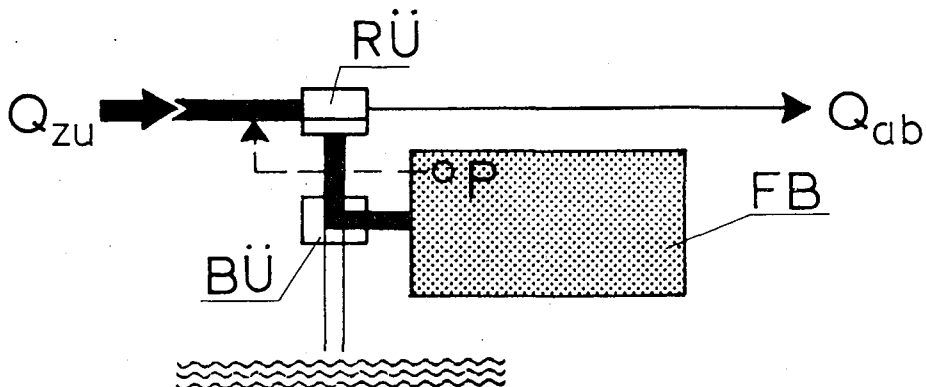
- neben Speicherwirkung auch Klärwirkung;
- wenig verbindende Leitungen;
- Schwimmstoffe werden weitgehend zurückgehalten;
- Entleerung mit natürlichem Gefälle.

Nachteile:

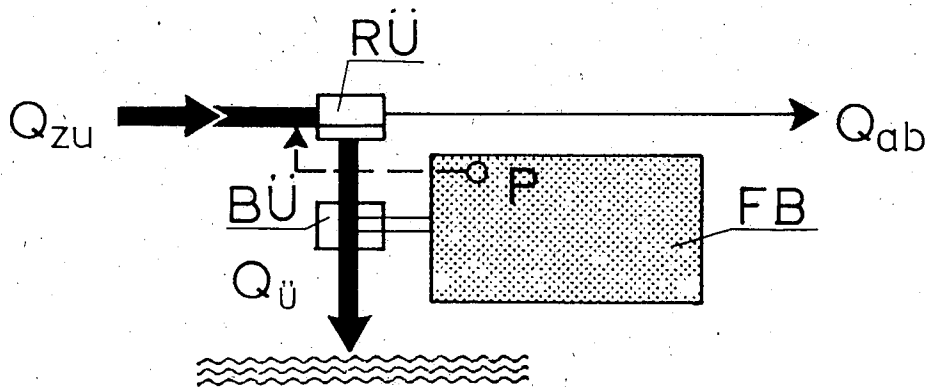
- Einbauten zur Verringerung der Turbulenz;
- zwei Ueberläufe;
- stark veränderlicher Abfluss oder Steuereinrichtung;
- Höhenverlust.

233 Fangbecken im Nebenschluss

Fliessschema beim Füllvorgang:



Fliessschema nach Vollfüllung des Beckens:



Dieser Beckentyp wird zweckmässig dann angeordnet, wenn Q_{ab} mit Regenwasser vermischt wird. Er speichert bei nicht ausreichendem Gefälle den Spülstoss, wenn die Fliesszeit beim Berechnungsregen bis zum Bauwerk weniger als 15 bis 20 Minuten beträgt.

Bei der baulichen Gestaltung ist folgendes zu beachten:

- die Entleerungspumpe ist genügend gross auszulegen, um Verstopfungen zu vermeiden und das Becken möglichst schnell zu entleeren;
- die Pumpe darf erst anlaufen, wenn kein Mischwasser mehr in den Vorfluter fliesst;
- die Entleerungsleitung soll in der Regel vor der Drosselstrecke in den Kanal einmünden;
- Tauchwand vor dem Beckenüberlauf, falls dieser im Becken angeordnet wird.

Vorteile:

- kein Gefällsverlust im Sammler;
- bei Trockenwetter wird das Becken nicht durchflossen;

- weniger schwankender Abfluss als bei Becken im Hauptschluss ohne Steuereinrichtung;
- weniger grobe Ablagerungen im Becken.

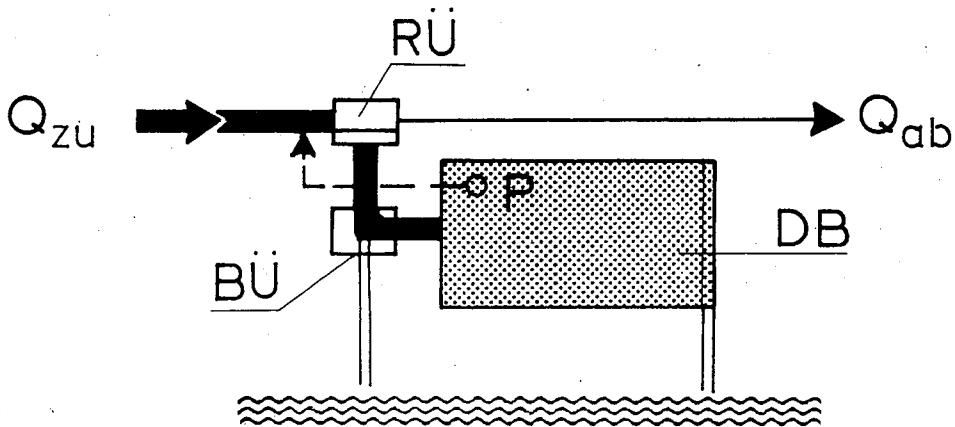
Nachteile:

- mehr verbindende Leitungen als bei Anordnung im Hauptschluss;
- Pumpe mit automatischer Steuerung zur Entleerung meist notwendig.

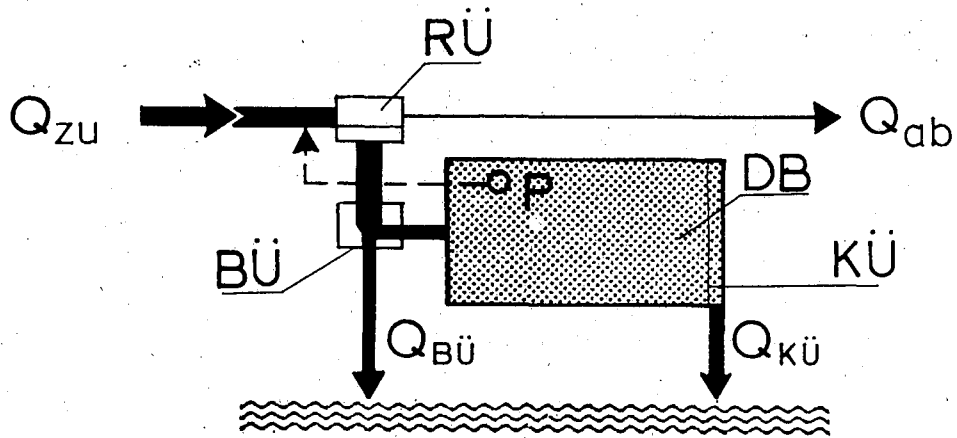
Fangbecken im Nebenschluss können auch bei ausreichendem Gefälle (siehe 221) angeordnet werden. Es muss jedoch dafür gesorgt werden (Schieber), dass der Beckeninhalt erst nach Regenende abgelassen wird.

234 Durchlaufbecken im Nebenschluss

Fliessschema beim Füllvorgang:



Fliessschema nach Vollfüllung des Beckens:



Dieser Beckentyp wird bei nicht ausreichendem Gefälle angeordnet, wenn die Fließzeit beim Berechnungsregen mehr als 15 bis 20 Minuten beträgt.

Bei der baulichen Gestaltung ist folgendes zu beachten:

- der Beckenüberlauf darf erst nach dem Klärüberlauf anspringen;
er begrenzt die Aufenthaltszeit im Becken auf minimal 5 Minuten;
- Beckenform und Beckenabmessung siehe 232;
- der Einlauf ist so zu gestalten, dass die Turbulenz im Becken möglichst gering ist;
- Tauchwände vor dem Beckenüberlauf und dem Klärüberlauf;
- Anforderungen an Entleerungspumpe siehe 233.

Vorteile:

- kein Gefällsverlust im Sammelkanal;
- neben Speicher- auch Klärwirkung;
- weniger schwankender Abfluss als im Hauptschluss ohne Steuereinrichtung;

- Schwimmstoffe werden weitgehend zurückgehalten;
- weniger grobe Ablagerungen im Becken.

Nachteile:

- mehr verbindende Leitungen;
- Pumpe mit automatischer Steuerung zur Entleerung meist notwendig;
- kompliziertere hydraulische Ausbildung.

235 Konstruktive Einzelheiten und Wartung

Es ist zu beachten:

- Bei jeder Speicherung kommt es zu Ablagerungen. Ihre selbsttätige Entfernung bei der Entleerung ist anzustreben. Dies kann bei kleineren Becken durch Auflösung der Beckensohle in Furchen und Höcker, vielfach als Schlängelrinne ausgeführt, erfolgen. Ausreichende Geschwindigkeit von 0,8 bis 1,0 m/s und Wassertiefe von mindestens 5 cm beim massgebenden Q_{TW} sind dazu erforderlich. Falls bei Inbetriebnahme mit einem Trockenwetterabfluss entsprechend dem massgebenden TWA gerechnet werden kann, kann für die Geschwindigkeit der kleinere Wert angenommen werden. Ist der massgebende TWA noch auf Jahre hinaus nicht vorhanden, ist der grössere Wert zu wählen. Bei Becken im Nebenschluss kann die Entleerungspumpe bei entsprechender Förderung gleichzeitig zur Spülung der Furchen verwendet werden. Kleinere kreisförmige Becken mit tangentialem Einlauf und zentralem Ablauf begünstigen ebenfalls die selbsttätige Beckenreinigung. Eine komplizierte Sohlenausbildung sowie das erforderliche Gefälle verursachen oft erhebliche Kosten. Bei grösseren Becken und bei Becken in der Kläranlage ist hinsichtlich der Kosten und der Betriebssicherheit zu prüfen, ob eine fest installierte Spüleinrichtung vorteilhafter ist. Auch mobile Hochdruckspüleinrichtungen haben sich bewährt.

- Bei geschlossenen Becken ist für eine ausreichende Be- und Entlüftung zu sorgen sowie für ausreichend grosse Einstiege für Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten.
- Jedes Becken ist möglichst mit einem Stromanschluss und einem Hydranten zu versehen.
- Bei der Wahl der Entleerungspumpe ist weniger auf den Wirkungsgrad als auf eine betriebssichere Konstruktion Wert zu legen. Der tiefste Punkt der Beckensohle kann je nach Beckenkonstruktion an beliebiger Stelle angeordnet werden.

24 Speicherkanal

241 Allgemeines

Der Speicherkanal arbeitet wie ein vom Ueberlaufwasser nicht durchflossenes Regenüberlaufbecken (Fangbecken) im Hauptschluss. Am Entlastungspunkt wird eine hochgezogene Wehrschwelle angeordnet. Das Profil des Zulaufkanals wird, soweit es der Rückstau erlaubt, mit mindestens dem gleichen Querschnitt weitergeführt. Dort wird in der Regel ein vom Abfluss gesteuerter Schieber angeordnet, der bei Regen den Abfluss zur Kläranlage begrenzt.

Schematischer Längsschnitt:

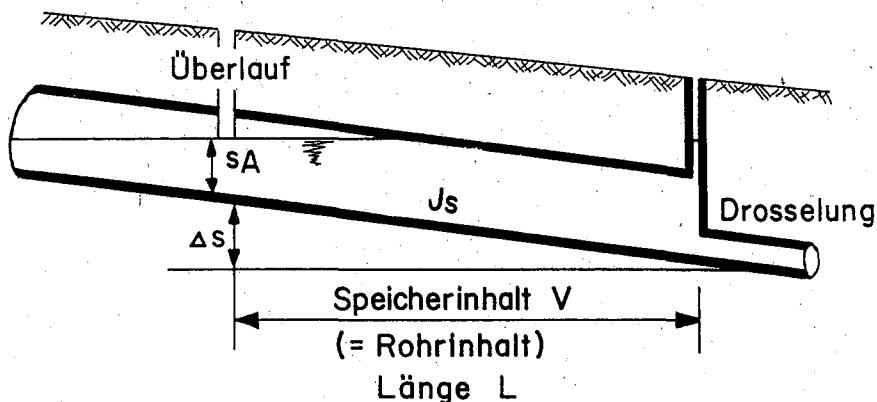


Bild 23

Dieser Sonderfall eines Regenüberlaufbeckens kann angeordnet werden, wenn das Gefälle im Bereich des Speicherkanal eine ausreichende Geschwindigkeit von 0,8 bis 1,0 m/s und eine Mindestwassertiefe von 5 cm beim massgeblichen Trockenwetterabfluss gewährleistet.

Vorteile:

- kein zusätzliches Bauwerk neben dem Kanal;
- Entleerung mit natürlichem Gefälle;
- keine verbindenden Leitungen;
- keine festen Einbauten im Kanalquerschnitt.

Nachteile:

- grösseres Gefälle;
- grosser Kanalquerschnitt über grosse Längen;
- erhöhte Kosten bei gesteuertem Schieber;
- Ablagerungen bei Kreisprofil und damit erhöhter Betriebsaufwand durch Reinigung; bei Eiprofil ergeben sich günstigere Verhältnisse.

242 Bemessung

Die Ermittlung des Volumens erfolgt wie beim Regenüberlaufbecken (siehe 222 und 223).

Als Volumen darf der gesamte Inhalt des Kanalprofils zwischen dem Ende des Regenüberlaufs und dem Drosselschieber, abzüglich des Volumens für den doppelten Trockenwetterabfluss in Rechnung gestellt werden. Kanalanschlüsse im Bereiche des Kanalspeichers sind bis zu einer Fließgeschwindigkeit von 0,1 m/s zum Regenüberlauf hin zulässig. Das dadurch entwässerte Gebiet ist jedoch bei der Ermittlung des Volumens einzube-

ziehen.

Bei Regenwetter sollen in der Regel $(1 + 1) \cdot Q_{TW}$ zur Kläranlage abfließen.

25 Beispiele

251 Fangbecken im Hauptschluss

Annahmen:

$$\begin{aligned} F_{red} &= 12 \text{ ha} = F \cdot \psi \\ t_{FK} &= 12 \text{ min, keine Vorentlastung im Netz} \\ Q_{TW} &= 20 \text{ l/s} \\ Q_{max} &= 1600 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Berechnung:

$$\begin{aligned} Q_{ab} &= 2 \cdot Q_{TW} = 40 \text{ l/s (konstant durch Schieber)} \\ r_{ab} &= \frac{Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} = \frac{40 - 20}{12} = 1,7 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \end{aligned}$$

nach Formel 1

$$\begin{aligned} V &= \frac{t_{FK} + 5}{30} (30 - r_{ab}) \cdot F_{red} \\ &= \frac{12 + 5}{30} (30 - 1,7) \cdot 12 = 193 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

nach Formel 2

$$\begin{aligned} V &= 0,6 (30 - r_{ab}) \left(\frac{45}{t_{FK} + 30} \right) \cdot F_{red} \\ &= 0,6 (30 - 1,7) \cdot 1,0 \cdot 12 = 204 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

(da $t_{FK} < 15 \text{ min}$, darf der Zeitbeiwert zu 1,0 gewählt werden).

Berechnung der Wehrlänge des Beckenüberlaufs nach Poleni:

$$L_{BU} = \frac{Q_{\ddot{U}}}{2/3 \cdot \mu \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{U}}^{3/2}} = \frac{Q_{\ddot{U}}}{1,8 \cdot h_{\ddot{U}}^{3/2}}$$

μ = Ueberfallbeiwert von der Kronenform abhängig (ohne besonderen Nachweis = 0,62)

gewählte Ueberfallhöhe $h_{\ddot{U}}$ = 0,25 m

$$L_{BU} = \frac{1,560}{1,8 \cdot 0,125} = 6,8 \text{ m}$$

252 Durchlaufbecken im Hauptschluss (Bild 24)

Annahmen:

$$F_{red} = 24 \text{ ha} = F \cdot \psi$$

$$t_{FK} = 22 \text{ min, daher kein Fangbecken}$$

$$Q_{TW} = 40 \text{ l/s}$$

$$Q_{max} = 3000 \text{ l/s}$$

Berechnung:

$$Q_{ab} = 2 \cdot Q_{TW} = 80 \text{ l/s (konstant durch Schieber)}$$

$$r_{ab} = \frac{Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} = \frac{80 - 40}{24} = 1,7 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

nach Formel 2

$$V = 0,6 (30 - r_{ab}) \left(\frac{45}{t_{FK} + 30} \right) \cdot F_{red}$$

$$= 0,6 (30 - 1,7) \left(\frac{45}{22 + 30} \right) \cdot 24 = 353 \text{ m}^3$$

gewählt: $L = 20,0 \text{ m}$
 $B = 6,0 \text{ m}$
 $T = 3,0 \text{ m}$
damit $V = 360 \text{ m}^3$

Verhältnisse bei max. Zufluss:

Annahme: $H_{\max} = \text{Beckentiefe } T + \text{angenommener Aufstau } h$
 $= 3,0 + 0,7 = 3,7 \text{ m}$

Klärüberlauf bei 5 min Aufenthaltszeit

$$Q_{KU} = \frac{H_{\max} \cdot B \cdot L}{5 \text{ min}} = \frac{3,7 \cdot 6,0 \cdot 20,0}{300} = 1,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

Beckenüberlauf $Q_{BU} = 3,00 - 0,08 - 1,48 = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}$

bei Ueberfallbreite von 6 m: $q_{BU} = \frac{1440}{6} = 240 \text{ l/s} \cdot \text{m}$

Nach der Wehrformel von Poleni ergibt sich dabei eine Ueberfallhöhe von

$$h_{BU} = \left(\frac{0,240}{1,8} \right)^{2/3} = 0,133^{2/3}$$

$$h_{BU} = 0,26 \text{ m}$$

Klärüberlauf bei 6 m Schlitzbreite:

$$q_{KU} = \frac{1,48}{6} = 0,247 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

Bei dem angenommenen Aufstau von $h = 0,70 \text{ m}$ ergibt sich damit die Höhe des Auslaufschlitzes "a" am Klärüberlauf nach

$$a = \frac{q}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)}}$$

mit dem Abflussbeiwert $\mu = 0,63$

zu $a = 0,11 \text{ m}$

Durchlaufbecken im Hauptschluss mit Schängelrinnen

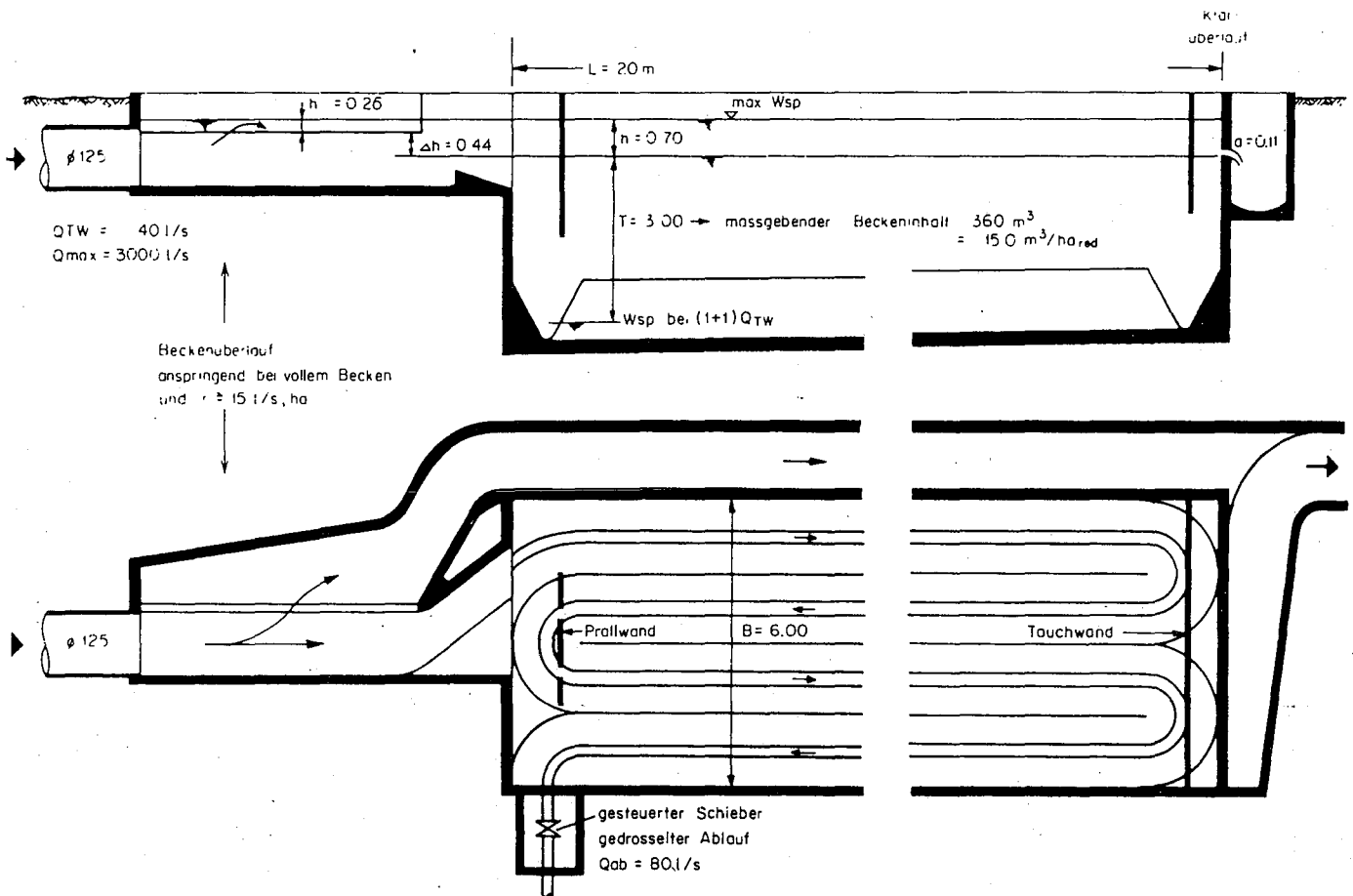


Bild 24

Verhältnisse beim Anspringen des Beckenüberlaufs:

$$\Delta h = h - h_{BU} = 0.70 - 0.26 = 0.44 \text{ m}$$

$$Q'_{KÜ} = \mu \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2 g \left(\Delta h - \frac{a}{2} \right)}$$

$$Q'_{KÜ} = 0.63 \cdot 0.11 \cdot 6.0 \cdot \sqrt{2 g \cdot 0.385} = 1.143 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r = \frac{Q'_{KÜ} + Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} = \frac{1143 + 80 - 40}{24} = 49 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \quad 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Nachweise:

Oberflächenbeschickung bei $r = 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

$$\begin{aligned}
 Q &= 15 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \cdot 24 \text{ ha} + 40 \text{ l/s} - 80 \text{ l/s} \\
 &= 360 + 40 - 80 \\
 &= 320 \text{ l/s} = 1150 \text{ m}^3/\text{h}
 \end{aligned}$$

$$\frac{Q}{L \cdot B} = \frac{1150 \text{ m}^3}{120 \text{ m}^2 \cdot \text{h}} = 9,6 \text{ m/h} \quad \text{zulässig } 10 \text{ m/h}$$

horizontale Fließgeschwindigkeit

$$v_{\max} = \frac{Q_{\text{KB}}}{B \cdot H_{\max}} = \frac{1,48}{6,0 \cdot 3,7} = 0,067 \text{ m/s} < 0,10 \text{ m/s}$$

253 Speicherkanal (Bild 23, nicht massstäblich)

Annahmen:

$$F_{\text{red}} = 12 \text{ ha} = F \cdot \psi$$

$$t_{\text{FK}} = 12 \text{ min, keine Vorentlastungen im Netz}$$

$$Q_{\text{TW}} = 20 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max} = 1600 \text{ l/s}$$

Berechnung:

$$Q_{\text{ab}} = 2 Q_{\text{TW}} = 40 \text{ l/s (konstant infolge Schieber)}$$

$$r_{\text{ab}} = \frac{Q_{\text{ab}} - Q_{\text{TW}}}{F_{\text{red}}} = \frac{20}{12} = 1,7 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$V = \frac{t_{\text{FK}} + 5}{30} (30 - 1,7) \cdot F_{\text{red}} = \frac{17}{30} \cdot (30 - 1,7) \cdot 12 = 193 \text{ m}^3$$

$$(V = 0,6 (30 - r_{\text{ab}}) \cdot 1,0 \cdot F_{\text{red}} = 0,6 (30 - 1,7) \cdot 12 = 204 \text{ m}^3)$$

Ermittlung des Kanalprofiles:

$$J_s = 4 \text{ o/oo} \quad k_b = 1,0 \text{ mm (betriebliche Rauigkeit nach Prandtl-Colebrook)}$$

$$k_{\text{st}} = 79$$

Profil	Ø mm	f m ²	Q _V m ³ /s	v _V m/s	v _{TW} m/s	h _{TW} cm
○	1000	0,79	1,563	1,99	0,72	7
○	1200	1,13	2,521	2,23	0,71	7
○	900/1350	0,94	1,900	2,04	0,78	9,4
○	1000/1500	1,15	2,505	2,18	0,80	9,3

Gewählt Ei 1000/1500, damit $v_{TW} = 0,8 \text{ m/s}$ und $h_{TW} = 5 \text{ cm}$

Ermittlung der Länge L des Speicherkanal:

$$\frac{2 Q_{TW}}{Q_V} = \frac{40}{2505} = 0,016, \quad v = 0,43 \cdot v_V = 0,94 \text{ m/s}$$

$$f_{2 TW} = \frac{2 Q_{TW}}{v} = \frac{0,040}{0,94} = 0,043 \text{ m}^2$$

$$f = 1,15 \text{ m}^2, \quad f_{\text{vorh}} = 1,15 - 0,043 = 1,10 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{V_{\text{erf}}}{f_{\text{vorh}}} = \frac{193}{1,1} = 175 \text{ m}$$

$$\Delta s = L \cdot J_s = 175 \cdot 0,004 = 0,70 \text{ m}$$

Dimensionierung des weiterführenden Kanals bei einem Gefälle

$$J_s = 2 \text{ o/oo}$$

$$\text{mind.} \quad (1 + 2) Q_{TW} = 60 \text{ l/s}$$

$$\text{ergibt:} \quad \emptyset 350 \text{ mm}$$

$$\text{gewählt:} \quad \emptyset 400 \text{ mm}$$

Schwelle des RW muss so hoch liegen, dass bei Q_{max} zuerst der Speicherkanal gefüllt wird, bevor er überläuft.

Schieberstellung bei Vollfüllung:

(Annahme: Rückstau bei Ueberlauf auf Kanalscheitel)

$$H_{\max} = 0,70 + 1,50 = 2,20 \text{ m}$$

$$v = \sqrt{2 g H_{\max}} = \sqrt{19,62 \cdot 2,20} = 6,56 \text{ m/s}$$

$$f_{\min} = \frac{Q}{\mu \cdot v} = \frac{0,040}{0,6 \cdot 6,56} = 0,010 \text{ m}^2$$

μ = Ausflusskoeffizient

Dieser geringe Durchflussquerschnitt ist zulässig, da sich der Schieber bei Verstopfung infolge der Regelung automatisch öffnet.

Berechnung der Wehrhöhe s_A

$$\frac{Q_{\max}}{Q_{\text{voll}}} \cdot 100 \% = \frac{1600}{2505} = 63 \%, \quad \frac{h}{H} \cdot 100 \% = 64 \%$$

$$s_A = 0,64 \cdot 150 = 96 \text{ cm}$$

Zulässige seitliche Einleitungen (Q_{zu}) im Bereich des Kanalspeichers:

Geschwindigkeit v_{zul} in Richtung zum Regenüberlauf darf nicht grösser als 0,1 m/s sein.

$$Q_{\text{zu}} - Q_{\text{ab}} = v_{\text{zul}} \cdot f$$

$$Q_{\text{zu}} = 0,1 \cdot 1,15 + 0,040 = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

26 Regenrückhaltebecken

Regenrückhaltebecken dienen zur Entlastung von Sammlern und Pumpwerken, wenn keine Ableitung zu einem Vorfluter möglich oder erwünscht ist. Für die Bemessung eines Regenrückhaltebeckens sind Grösse und zeitlicher Verlauf von Zu- und Abfluss des Beckens bestimmend.

Der Abfluss aus einem Becken hängt vom Füllungsgrad des Beckens ab. Ein annähernd konstanter Abfluss wird nur bei einer Entleerung mit Pumpen, gesteuertem Ablauf oder bei sehr flachen Becken erreicht.

Die Bemessung erfolgt derart, dass rechnerisch bei vorgegebener Fliesszeit bis zum Becken der Regen konstanter Häufigkeit gesucht wird, der den grössten Beckeninhalt verursacht.

Im Bemessungsgang unterscheiden sich die heute üblichen Näherungsverfahren, die Beckengrössen weichen jedoch in den weitaus meisten Fällen nur geringfügig voneinander ab. Für diese Verfahren wird auf die Literatur verwiesen, Annen-Londong (2), Haug (5), Lautrich (13), Müller-Neuhaus (14), Munz (15), Pecher (18), eine Uebersicht befindet sich in (17).

Für die Bemessung hintereinander liegender Becken, von Becken unterhalb von Regenüberläufen und bei extremen Einzugsgebietsformen ist es angebracht, den Inhalt der Speicherbecken graphisch aus den Gang- oder Summenlinien des Zu- und Abflusses zu bestimmen (Flutplanverfahren).

Diese Bemessung ist relativ aufwendig, weil von Fall zu Fall nicht bekannt ist, welcher Regen konstanter Regenhäufigkeit nach Stärke und Dauer die grösste Regenabflussmenge für das Becken liefert.

3. Zusammenwirken von Kanal, Regenüberlauf, Regenbecken und Kläranlage

31 Ziel

Sind nach den örtlichen Gegebenheiten (Vorfluter, massgebender Regen u.a.m.) die Entwurfsparameter festgelegt, soll jene Lösung gefunden werden, die den Vorfluter möglichst wenig belastet und dabei wirtschaftlich ist.

32 Gesichtspunkte

Bei Neuplanungen soll der Kanal nach jeder Entlastung mit Regenbecken für mindestens $(1+2) Q_{TW}$, besser $(1+3) Q_{TW}$, bemessen werden, um unvorhersehbaren Entwicklungen zu begegnen. Der Zulauf zur Kläranlage lässt sich durch Steuerung der Abflüsse aus Regenbecken und Regenüberläufen konstant halten und dem jeweiligen Ausbaustand der Kläranlage anpassen. Wo auch im Netz diese Anpassung zweckmässig ist, kann sie auch durch ein vorübergehend eingebautes Drosselrohr erfolgen.

Das Speichervermögen des Kanals soll genützt werden, soweit sich dabei keine dauerhaften Ablagerungen bilden. Die Nutzung des Kanalspeicherraumes kann durch Hochlegen der Wehrkronen bei den Regenüberläufen und durch die Anordnung von Speicherkanälen erfolgen. Es bilden sich im allgemeinen dann keine dauerhaften Ablagerungen, wenn beim massgebenden Trockenwetteranfall die Geschwindigkeit mehr als 0,8 m/s und die Wassertiefe mehr als 5 cm beträgt (s. auch 235).

Im Hinblick auf unvorhersehbare Entwicklungen ist anzustreben, bei Entlastungen ohne Becken Platz für spätere Massnahmen (z.B. Regenbecken) vorzusehen. Auch Regenbecken sollten aus diesem Grunde erweitert werden können. Bei der Sanierung bestehender Netze sollte immer geprüft werden,

ob der Bau von Regenbecken nicht billiger kommt als die Erstellung von neuen Kanalsträngen.

Die Beschickung der Kläranlage erfolgt bei Regen normalerweise mit $(1+1) Q_{TW}$. Bei Anlagen mit Langzeitbelüftung (Belüftungszeit bezogen auf Q_{24} grösser als 24 h) kann eine grössere Beschickung zugelassen werden, wenn die Nachklärbecken dementsprechend ausgelegt sind.

Die Anordnung von Regenbecken führt zu einem erhöhten Schlammanfall, der bei der Bemessung der Schlammbehandlung entsprechend zu berücksichtigen ist. Der Mehranfall ist stark von der Besiedlungsdichte abhängig und dürfte durchschnittlich bei 30 Prozent liegen. Der stossweise Anfall von Sand und Schlamm während der Entleerung der Regenbecken wirkt sich auf den Sandfang und die Schlammmentnahme aus den Vorklärbecken aus.

33 Anordnung der Regenbecken

331 Fangbecken

Die beste Wirkung von Regenbecken ist dann gegeben, wenn der Spülostoss bei Regenbeginn voll aufgefangen werden kann und nach Regenende zur Kläranlage gelangt. Daher sind Fangbecken die günstigste Lösung für alle Fälle, bei denen ein ausgeprägter Spülostoss auftritt.

Fangbecken im Hauptschluss werden angeordnet, wenn Q_{ab} nicht mehr mit Regenwasser vermischt wird. Sie können auch durch Speicherkanäle ersetzt werden. Im Netz bewirken Fangbecken im Hauptschluss nur eine Verringerung des Kanalquerschnittes und eine Verzögerung des Schmutzstosses.

Wenn unterhalb eines Fangbeckens im Kanalnetz noch Regenwasser zufliesst, liegt es zweckmässig im Nebenschluss. Der Ablauf muss während des Regenwetterabflusses geschlossen sein. Die Volumina hintereinander liegender Fangbecken im Nebenschluss dürfen nur dann für das jeweils zugehörige Entwässerungsgebiet berechnet werden, wenn deren Q_{ab} während des Regen-

wetterabflusses nicht grösser als $(1+2) Q_{TW}$ ist. Sonst werden Fangbecken für das gesamte oberhalb liegende Entwässerungsgebiet bemessen.

332 Durchlaufbecken

Bei Fliesszeiten über 15 bis 20 Minuten ist der Schmutzstoss weniger ausgeprägt und dauert lange an. In diesem Fall werden daher Durchlaufbecken angeordnet. Die Entscheidung, ob sie im Haupt- oder im Nebenschluss liegen sollen, wird in erster Linie durch das vorhandene Gefälle bestimmt. Innerhalb des Netzes ist der Nebenschluss anzustreben.

333 Speicherkanäle

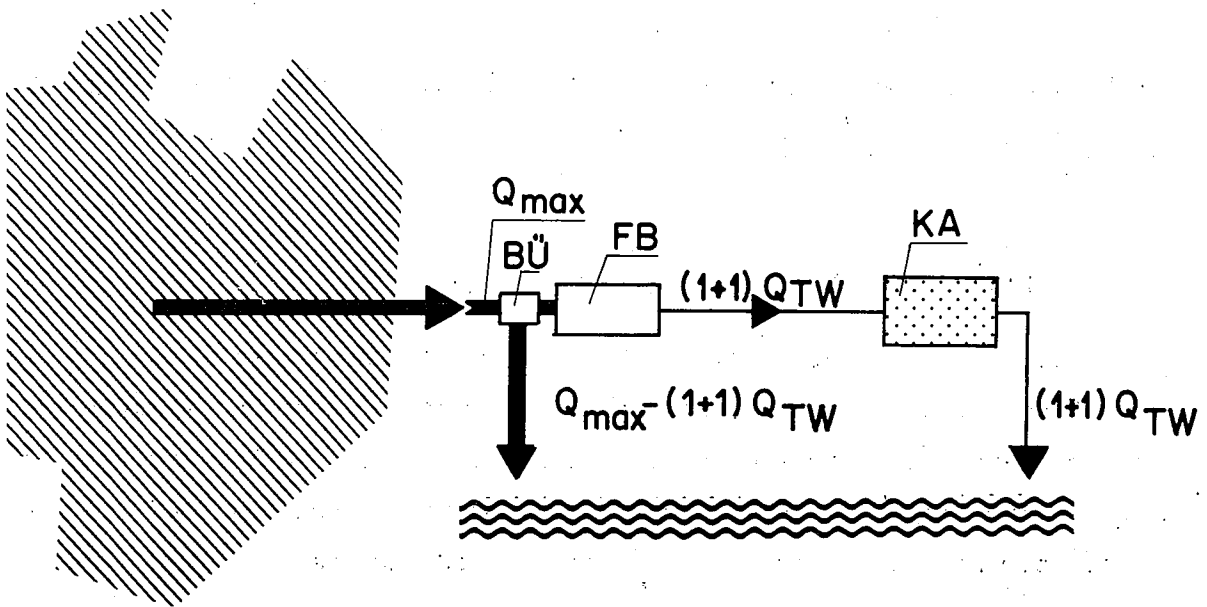
Für Speicherkanäle gilt bezüglich der Anordnung und Wirkung das gleiche wie bei den Fangbecken im Hauptschluss. In manchen Fällen kann das letzte Stück des Hauptsammlers vor der Kläranlage als Speicherkanal benützt werden. Auch bei abwassertechnischen Zusammenschlüssen kann vor der Einleitung in den Sammelkanal oft günstig ein Speicherkanal angeordnet werden.

34 Beispiele

341 Fangbecken (FB) im Hauptschluss am Ende des Entwässerungsgebietes

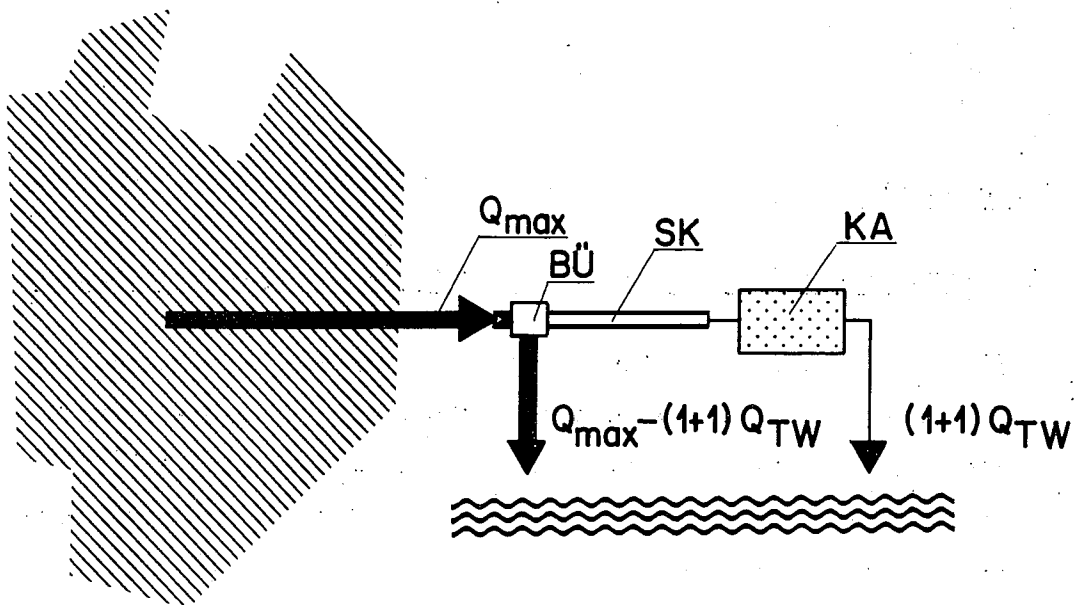
Die Fliesszeit bis zum Becken beträgt weniger als 20 Minuten. Zur Kläranlage fliesst der dem jeweiligen Ausbauzustand angepasste und bei Regen konstant gehaltene Abfluss von $(1+1) Q_{TW}$ (dies gilt für sämtliche Beispiele). Bei kleinen Entwässerungsgebieten empfiehlt sich, keinen Regenüberlauf im Netz vorzusehen.

Das natürliche Gefälle ist zur Entleerung ausreichend.



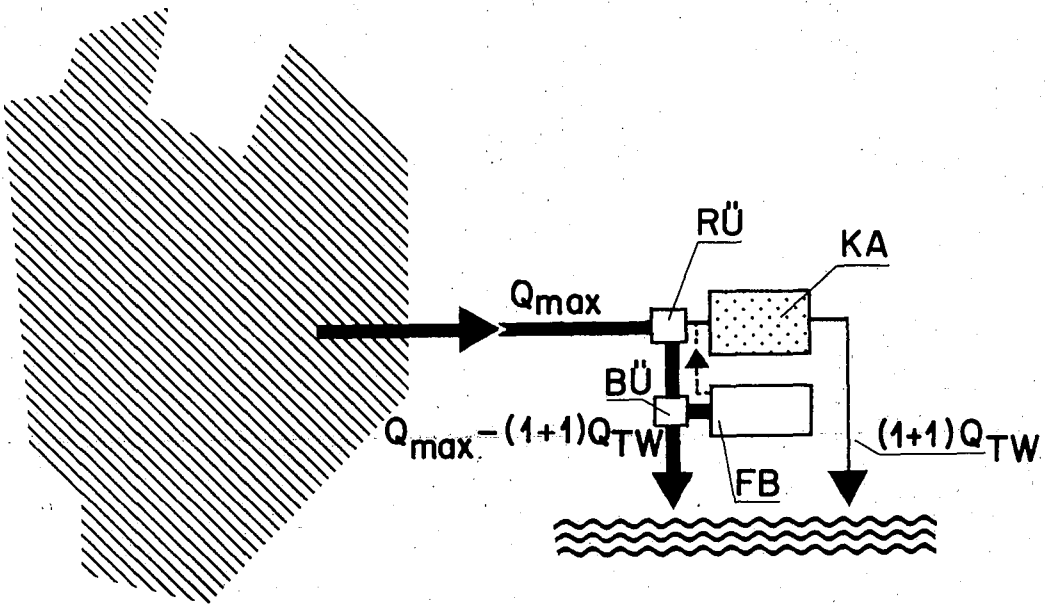
342 Speicherkanal (SK) im Hauptschluss vor der Kläranlage

Anwendung wie Beispiel 341. Die Lösung ist besonders günstig, wenn ein vorhandener Hauptsammler genutzt werden kann.



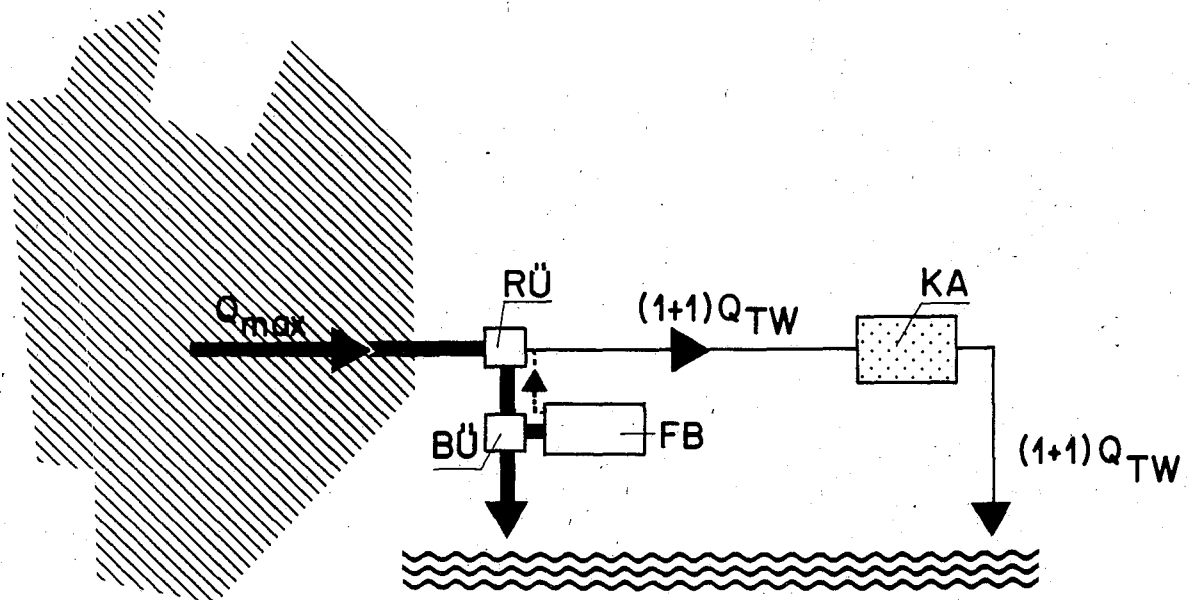
343 Fangbecken im Nebenschluss auf der Kläranlage

Die Fliesszeit im Entwässerungsgebiet bis zum Becken beträgt weniger als 20 Minuten. Das Mischwasser gelangt erst nach Beckenfüllung in den Vorfluter. Nach Regenende wird der Inhalt des Fangbeckens in den Zulauf der Kläranlage gepumpt. Die Entfernung zwischen Entwässerungsgebiet und Kläranlage ist gering.



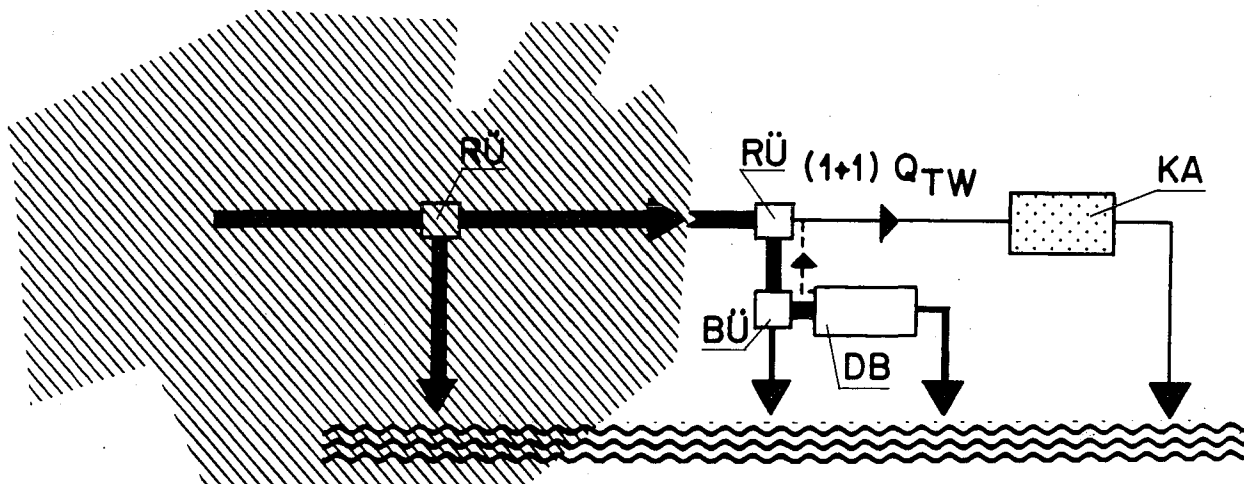
344 Fangbecken im Nebenschluss am Ende des Entwässerungsgebietes

Die Fliesszeit bis zum Becken beträgt weniger als 20 Minuten. Wegen des fehlenden Gefälles wird der Inhalt des Beckens nach Regenende in den Kanal zur Kläranlage gepumpt. Die Entfernung zwischen Entwässerungsgebiet und Kläranlage ist gross.



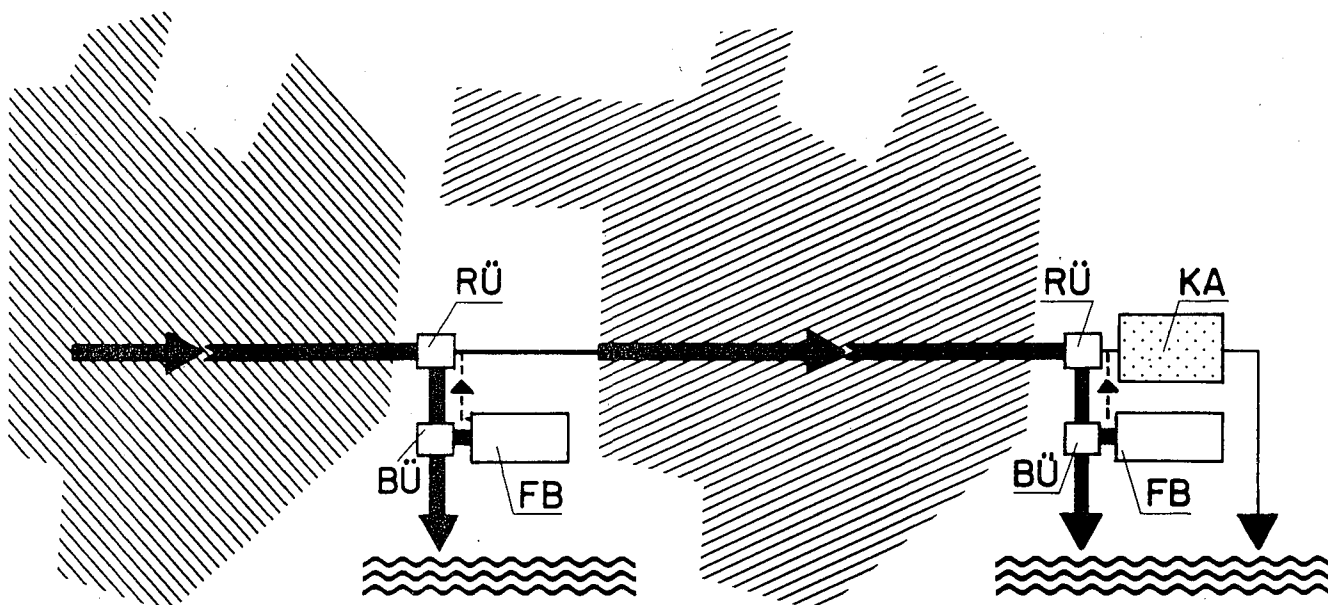
345 Durchlaufbecken (DB) im Nebenschluss am Ende des Entwässerungsgebietes

Die Fliesszeit im gesamten Entwässerungsgebiet bis zum Becken ist grösser als 15 Minuten. Im Kanalnetz wird auf r_{krit} entlastet. Wegen des fehlenden Gefälles wird der Inhalt des Beckens nach Beendigung des Regens in den Kanal zur Kläranlage gepumpt.

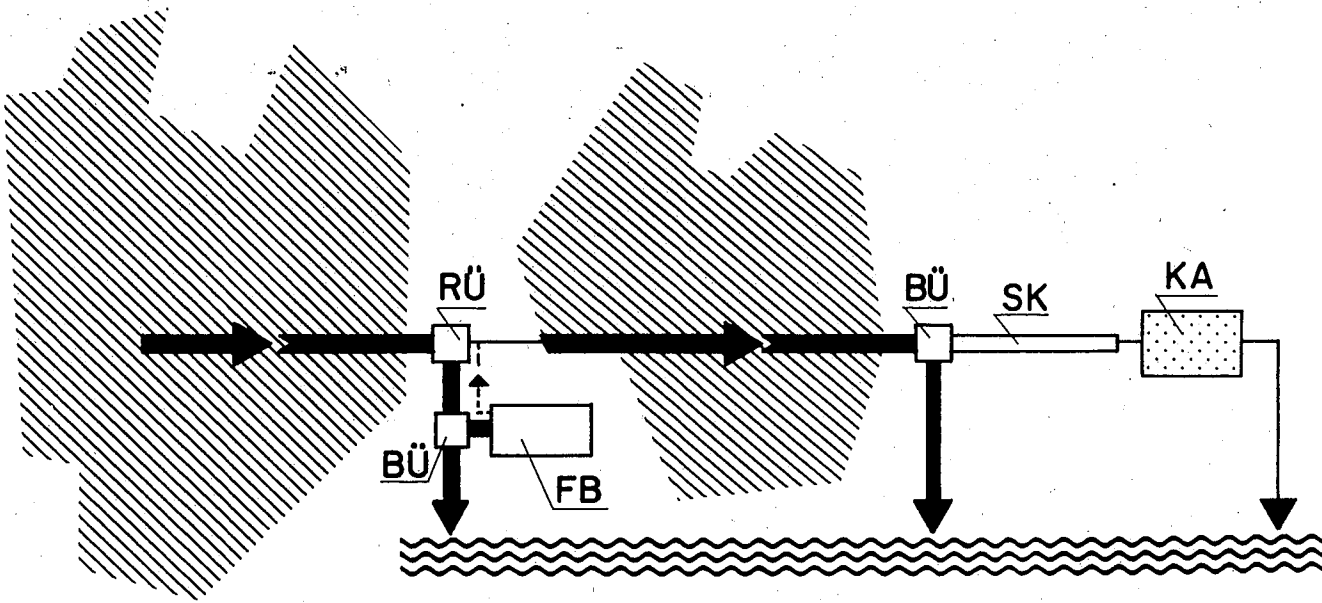


346 Zwei hintereinander geschaltete Fangbecken im Nebenschluss

Die Fliesszeit bis zum unteren Becken beträgt weniger als 20 Minuten. Auch bei ausreichendem Gefälle liegt das obere Becken im Nebenschluss, um den Spülostoss bis zum Ende des Regens zurückhalten zu können. Der Beckeninhalt wird für das jeweilige Entwässerungsgebiet gesondert berechnet.

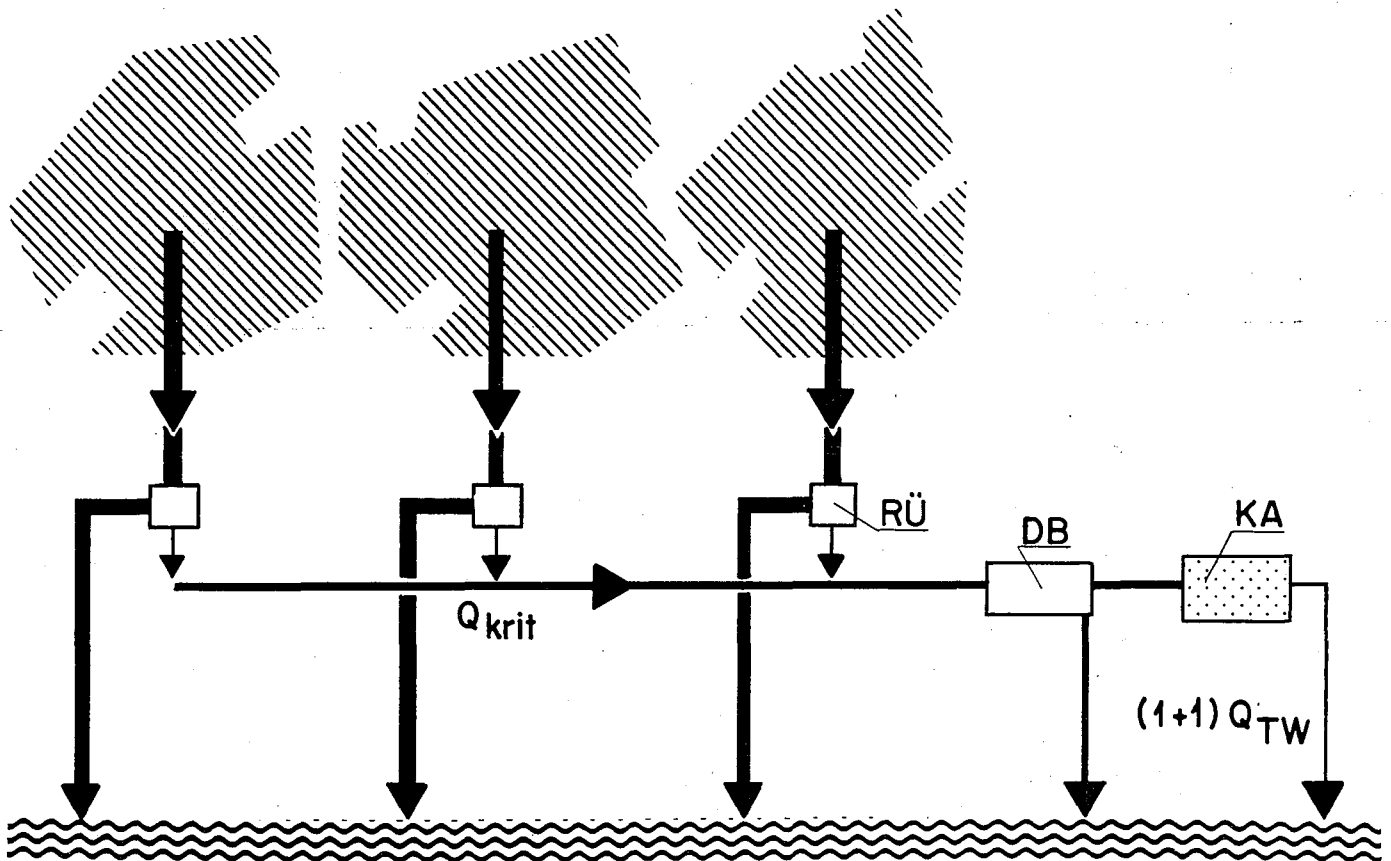


347 Fangbecken im Nebenschluss im Netz, Speicherkanal vor der Kläran-
lage (siehe 342 und 346)



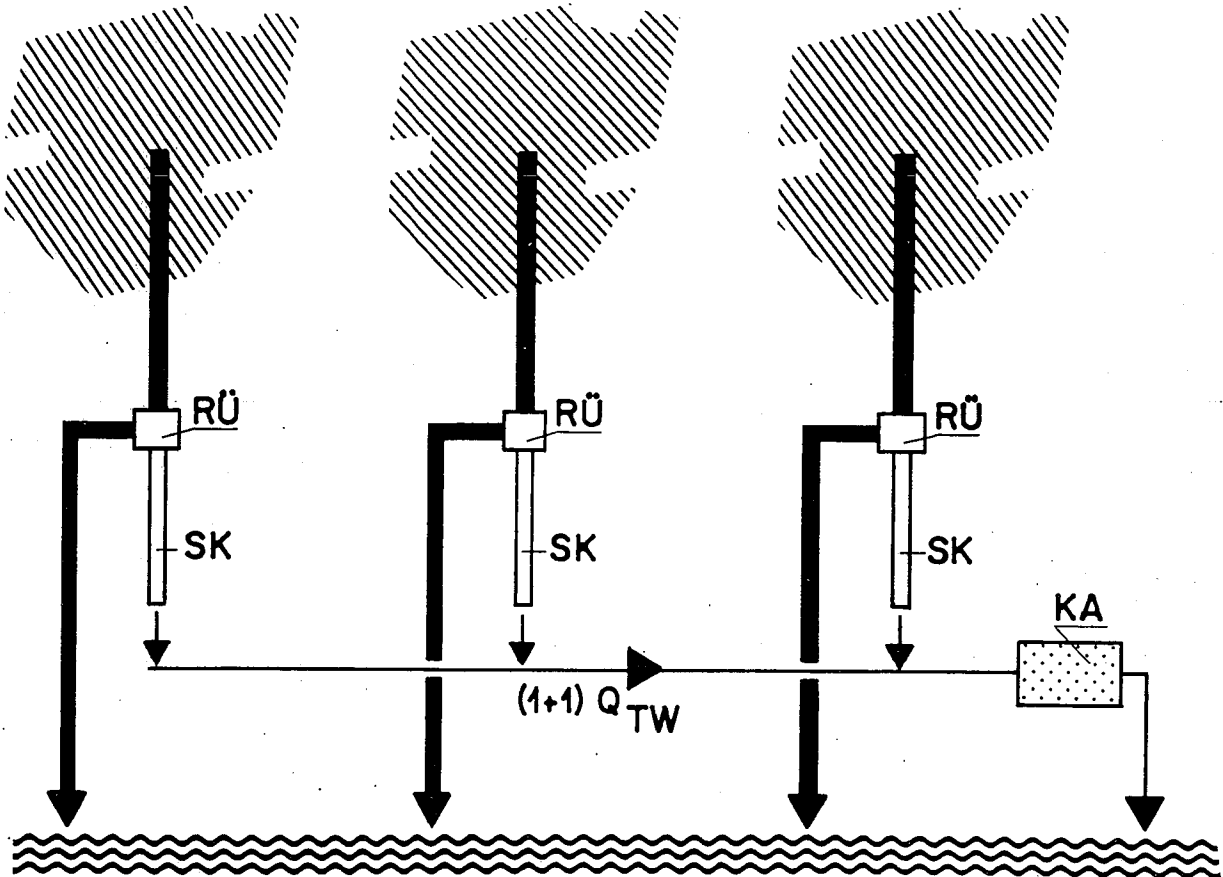
348 Drei parallel geschaltete Entlastungen auf Q_{krit} im Netz, Durchlauf-
becken im Hauptschluss auf der Kläranlage

In diesem Fall sind Durchlaufbecken zweckmässig, es tritt kein ausgeprägter Spülostoss mehr auf. Die Entfernung zwischen den Entwässerungsgebieten ist klein, die grösste Fliesszeit bis zum Becken übersteigt aber 15 Minuten. Der Beckeninhalt wird für die Summe der Entwässerungsgebiete berechnet.



349.1 Drei parallel geschaltete Speicherkanäle (z.B. Abwasserverband)

Die Entfernung zwischen den Entwässerungsgebieten ist gross. Die Speicherkanäle werden für jedes Einzugsgebiet gesondert berechnet. Gesteuerte Abläufe der Speicherkanäle sind notwendig, weil keine Entlastung nachfolgt.



Bezeichnungen

r_{ab} in $\ell/s \cdot ha$	Beckenabflussanteil nach 222
r_{krit} in $\ell/s \cdot ha$	kritische Regenintensität, Dimensionierungsgrösse für Regenentlastung
$r_{krit,t}$ in $\ell/s \cdot ha$	dasselbe, in Abhängigkeit von der Fliesszeit
r_{max}	maximale Regenintensität
Q_{TW} in m^3/s	Trockenwetterabfluss nach Bodensee-Richtlinien Abschnitt 115.1
$Q_{r\ krit}$ in m^3/s	Regenwasserabfluss im Kanal bei der krit. Regenspende
Q'_{ab} in m^3/s	im Kanalnetz weiterfliessender Mischwasserabfluss aus oberhalb liegenden Entlastungsanlagen
Q_{krit} in m^3/s	Mischwasserabfluss bei der kritischen Regenspende. Dieser Abfluss muss zur Kläranlage weitergeführt werden, ohne dass ein RÜ (ohne Becken) anspringt
	$Q_{krit} = Q_{TW} + Q_{r\ krit} + Q'_{ab}$
Q_{zu} in m^3/s	Zufluss zum Bauwerk
Q_{max} in m^3/s	maximaler Zufluss (beim Berechnungsregen)
Q_{ab} in m^3/s	Abfluss aus dem Bauwerk in Richtung zur Kläranlage
$Q_{ü}$ in m^3/s	Abfluss aus dem Bauwerk in Richtung zum Vorfluter
Q_{an} in m^3/s	Zufluss, bei dem ein Ueberlauf anspringt (für $Q_{zu} < Q_{an}$ tritt keine Verzweigung auf)
ΔQ in m^3/s	Mehrabfluss: Differenz zwischen Q_{ab} bei Q_{max} und Q_{ab} bei Q_{an}
F in ha	Fläche des zum Kanalnetz gehörenden Entwässerungsgebietes

Ψ	Abflussbeiwert
TWA	Trockenwetterabfluss
F_{red} in ha	reduzierte Fläche des Entwässerungsgebietes
	$F_{red} = \Psi \cdot F$
v in m/s	mittlere Fliessgeschwindigkeit
J_s	Sohlgefälle
J_e	Energieliniengefälle
J_D	Druckliniengefälle
V in m ³	Nutzvolumen
i in m ³ /ha	bezogener Beckeninhalt $i = \frac{V}{F_{red}}$
t_{FK} in min	Fliesszeit im Kanalnetz beim Berechnungsregen

Bauwerke

RÜ	Regenüberlauf
BÜ	Beckenüberlauf
KÜ	Klärüberlauf
FB	Fangbecken
DB	Durchlaufbecken
SK	Speicherkanal
KA	Kläranlage
P	Pumpe

Literaturverzeichnis

- (1) ATV: *Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik Band 1, 2. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München (1967).*
- (2) Annen, G. u. Londong, D.: *Vergleichender Beitrag zu Bemessungsverfahren von Rückhaltebecken. Techn. Wissenschaftliche Mitteilungen der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes, Heft Nr. 3 (1960).*
- (3) Brunner, P.G.: *Belastung der Gewässer durch Abwässer der Trennkanalisation. Berichte der ATV e.V. Nr. 25 (1971).*
- (4) v.d. Emde, W. u. Hoffmann, S.: *Untersuchungen an Regenüberläufen eines grossstädtischen Kanalnetzes. gwf 110. Jg., H. 12 (1969).*
- (5) Haug, H.P.: *Einflüsse auf die Ableitung und den Ueberlauf von Regenwasser. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Heft 44 (1971).*
- (6) Hörler, A.: *Regenauslässe. Verbandsbericht VSA Nr. 85/1 (1965).*
- (7) Hörler, A.: *Kanalisation. Ingenieurhandbuch Bd. 2, (78. Ausgabe, 1966).*
- (8) Hörler, A. u. Hörler, E.: *Streichwehre mit niedrigen Ueberlaufschwellen in kreisförmigen Kanälen. gwf 114. Jg., H. 12 (1973).*
- (9) Innenministerium *Baden-Württemberg: Richtlinien für die Anordnung und Bemessung von Regenentlastungs- und Regenwasserbehandlungsanlagen beim Mischverfahren. Gemeinsames Amtsblatt des Landes Baden-Württemberg Nr. 33 (1972)*
- (10) Kallwass, G.J.: *Drosselblenden am Regenüberlauf. gwf 109. Jg., Heft 6 (1968).*
- (11) Krauth, Kh.: *Entlastung der Gewässer durch Behandlung des Regenwassers in Regenüberlaufbecken. Wasserwirtschaft 63 (1973), 2.*
- (12) Krauth, Kh.: *Der Abfluss und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasserkanalisationen bei Regen. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft Heft 45. Kommissionsverlag Oldenburg (19*

- (13) *Lautrich, R.:* Die graph. Ermittlung des Speicherraumes für Hochbehälter, Sicker- und Regenausgleichsbecken und die Grenzwerte der Verzögerung. Wasser und Boden, 8. Jg. (1956).
- (14) *Müller-Neuhaus, G.:* Die Ermittlung von Regenwasserabflüssen. Gesundheitsingenieur. 68. Jg. (1947).
- (15) *Munz, W.:* Kritische Betrachtung der Bemessung von Regenüberläufen und Regenbecken. Berichte der ATV Nr. 23, EAS, München (1969).
- (16) *Munz, W.:* Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecken. Schweiz. Bauzeitung 89, 540 - 44 (1971).
- (17) *Munz, W.:* Regenbecken und Regenentlastungen. Gas, Wasser, Abwasser, Zürich, Heft 9 u. ff. (1973/1974).
- (18) *Pecher, R.:* Die Bemessung von Regenbecken in der Stadtentwässerung. Berichte aus dem Institut für Wasserwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TH-München, Heft Nr. 3 (1970).
- (19) *Samsunlu, A.:* Ausbildung von Regenüberläufen. Diss. Inst. Siedlungswasserbau TH Hannover (1968).
- (20) *Schmidt, M.:* Gerinnehydraulik, Bauverlag GmbH, Wiesbaden (1957).
- (21) *Sharpe, D.E.*
u. Kirkbridge,
T.W.: Storm-water overflows: The operation and design of a stilling pond. Proc. Inst. civ. Engrs. (1959), 13, 445.
- (22) *Taubmann, K.-C.:* Strömungsvorgänge an Freispiegelverzweigungen am Beispiel des Regenüberlaufs. Diss. ETH, Juris Verlag, Zürich (1970).

