Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 74 (1982)
Heft: 11-12

Artikel: Das Retentionsverhalten von Kläranlagen
Autor: Hager, Willi H.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-941172

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 14.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Das Retentionsverhalten von Kläranlagen

Willi H. Hager

Zusammenfassung

Anhand einer vereinfachten Theorie und mit Hilfe von Experimenten wird der Einfluss der Anordnung der Messstelle für die Durchfluss-Ermittlung in Abwasserreinigungsanlagen untersucht. Bis heute liegen keine eindeutigen Entscheidungsgrundlagen für die Bevorzugung der Messstelle im Zu- oder Auslauf der Anlage vor. Die Resultate der vorliegenden Studie erleichtern die Entscheidung immerhin in hydraulischer Sicht, da gezeigt wird, dass Zuflussspitzen nahezu ungedämpft den Ausfluss erreichen und die zeitlichen Verzögerungen die Grössenordnung von einigen Minuten erreichen.

Einleitung

Den Abwasseranlagen kommt die Aufgabe der Reinigung des anfallenden Schmutz- und Meteorwassers zu. Sie sind heute ein fester Bestandteil einer Gemeinde oder Region und leisten einen entscheidenden Beitrag zum Wohl von Volk, Tier und Natur. Neben biologischen, klärtechnischen und konstruktiven Überlegungen sind die hydraulischen Aspekte zu berücksichtigen. Im Gegensatz zur Kanalisation, dem Zubringersystem zur Anlage, die hauptsächlich abflussdynamisch zu dimensionieren ist, besteht die Kläranlage grundsätzlich aus einer in Serie geschalteten Reihe von Becken, in denen das Abwasser annähernd ruht. Hydraulische Probleme entstehen deshalb vorwiegend in der Ermittlung der Strömungscharakteristik in grossräumigen Behältern und der Untersuchung der Abflussverhältnisse in den Verbindungskanälen. Entsprechend der Grösse der Becken ist mit Verzögerungserscheinungen von Abflussspitzen zu rechnen. Instationäre Zuflüsse werden im allgemeinen durch die Anlage in den Spitzen gedämpft und in ihrer zeitlichen Erscheinung verschoben. Dieses Phänomen wird als Retention umschrieben und war Anlass einer Reihe von Publikationen [4], [5], [8], [9].

Die vorliegende Studie bezieht sich auf eine Anwendung der Retentionstheorie im Bereich der Abwassertechnik. Insbesondere soll der Einfluss des Standortes der Mengen-Messanlage auf die entsprechenden Ganglinien untersucht werden. Wie anschliessend gezeigt wird, liegen bis heute keine eindeutigen Kriterien für die Wahl des Messortes vor. Sowohl im Zu- wie auch im Auslauf aus der Anlage ergeben sich Vor- und Nachteile. Konkret wenden wir uns der Frage zu, wie Abfluss-Ganglinien durch die Becken einer Reinigungsanlage verändert werden. Die folgenden theoretischen Überlegungen dienen der Abschätzung der Retentionseinflüsse; anhand von Experimenten werden die Aussagen verifiziert und verallgemeinert.

Problemstellung

Bild 1 stellt den schematisierten Wasserlauf einer modernen biologischen Abwasserreinigungsanlage (ARA) dar, die hauptsächlich häusliches Abwasser reinigt. Der Reinigungsprozess wird in verschiedenen, hintereinander liegenden Becken vollzogen. Ohne auf Details Bezug zu nehmen, fliesst das Abwasser frei oder durch ein Pumpwerk in

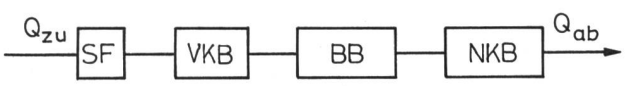


Bild 1. Schematischer Wasserlauf in einer modernen, biologischen Abwasserreinigungsanlage für vorwiegend häusliches Abwasser.

das Zulaufbauwerk, in dem meistens ein Rechen untergebracht ist. Nachdem die gröbsten Feststoffe dem Medium entnommen sind, werden ihm im Sandfang (SF) und im Vorklärbecken (VKB) Kies, Sand und andere ungelöste, absetzbare oder aufschwimmende Komponenten entzogen. Der eigentliche biologische Prozess findet im Belüftungsbecken (BB) statt, worauf im nachfolgenden Nachklärbecken (NKB) durch Absetzen die nun ungelösten Schlammflocken eliminiert werden.

Hydraulisch wird der Zulauf Q_{zu} somit in eine in Serie geschaltete Beckenreihe geleitet, die durch Verbindungskanäle verbunden ist. In einigen ARA befinden sich neben diesen Becken noch zusätzliche Installationen wie Regen-, Speicher- und Ausgleichsbecken. Diese sollen für die folgenden Betrachtungen nicht berücksichtigt werden.

Der Messung des Abwasserzuflusses kommt grosse Bedeutung zu. Dessen Kenntnis erlaubt die variable Prozesssteuerung, die Kostenverteilung bei Verbandsanlagen sowie die Untersuchung der Reinigungswirkung. Die Messung wird meistens durch einen Venturikanal vorgenommen, der sich im Zu- oder Ablauf der ARA befindet. Beide Plazierungen weisen Vor- und Nachteile auf, deren wichtigste in Tabelle 1 erwähnt sind.

Vorteile bei Messung im	
Zulauf	Ablauf
– Momentan-Erfassung der gesamten ARA-Belastung	– Genauere Erfassung des Abflusses, da Feststoffe entfernt
– unmittelbare Prozesssteuerung möglich	– Verstopfungsfreie Messung
– Messung des Regenwetteranfalls, auch des im VKB oder RKB entlasteten Anteils	– Grössere Freiheit bei der Wahl des Messverfahrens
	– Messung des biologisch gereinigten Abwasser-Anteils

Tabelle 1: Vorteile bei der Abwassermessung in Zu- und Ablauf zur ARA.

Wie aus der Zusammenstellung hervorgeht, lassen sich keine zwingenden Kriterien formulieren, die eine Bevorzugung der Messstelle im Zu- oder Ablauf der ARA bedingen. Das Ziel der nachfolgenden Überlegungen besteht deshalb in der Schaffung vereinfachter Zusammenhänge zwischen den beiden möglichen Messstellen. Anders ausgedrückt soll untersucht werden, wie gross die Verzögerung zwischen Zu- und Ablauf einer ARA ist. Um die Berechnungen einfach und übersichtlich zu gestalten, wird der Fliessvorgang vereinfacht. Die sich ergebenden Resultate werden mit typischen Experimenten verglichen, womit eine Abschätzung der Genauigkeit der Berechnungsmethode möglich wird.

Der Bewegungsvorgang

Instationäre Bewegungsabläufe in Kanälen lassen sich mit Hilfe der Gleichungen von de Saint-Venant näherungsweise beschreiben. Wie in [5] gezeigt worden ist, vereinfachen sich diese Beziehungen für stehende Gewässer auf die sogenannte Retentionsgleichung

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q_{zu} - Q_{ab}}{F} \qquad (1)$$

mit h als Beckenspiegel bezüglich einem frei wählbaren Niveau, t als Zeit, Q_{zu} als Beckenzufluss, Q_{ab} als Beckenausfluss und F als Beckenoberfläche. Mit Hilfe von Beziehung (1) ist die Berechnung des Ausflusses in Abhängigkeit der Zeit möglich, falls die Beckenoberfläche und der Zufluss vorgegeben sind. Normalerweise ist der Zufluss in Abhängigkeit der Zeit bekannt, $Q_{zu} = Q_{zu}(t)$, und die Bek-

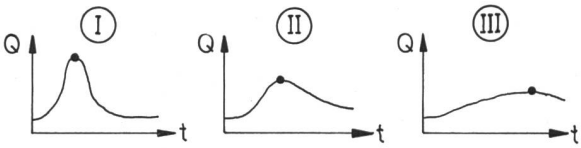


Bild 2. Deformation einer Zulaufkurve durch die nachfolgenden Becken.

kenoberfläche lässt sich in Funktion des Beckenspiegels angeben, $F = F(h)$. Die Ausflussmenge Q_{ab} ihrerseits hängt deshalb vom Zufluss und von der Beckengeometrie sowie von der Ausflussgestalt ab. In [5] sind drei verschiedene Ausflusstypen untersucht worden, die diesen Einfluss klar wiedergeben.

Entsprechend der Aufgabe der einzelnen Becken einer ARA herrscht als Ausflusstyp der Überfall vor. Um zwischen den einzelnen Becken klare hydraulische Verhältnisse zu erzielen, sind diese meist vom Unterwasser nicht eingestaut, also freie Überfälle. Ausser im NKB findet man meist Rechtecküberfälle; um geringe Überfallraten zu erzielen, werden im NKB fast ausschliesslich nebeneinanderliegende Dreiecküberfälle verwendet. Wird mit h die Differenz zwischen dem vorliegenden Becken- und dem Ruhewasserspiegel bezeichnet, so gilt nach Thompson für

$$Q_{ab}(h) = \frac{8\mu}{15} n \cdot \tan(\varphi/2) \sqrt{2g}\, h^{5/2} \qquad (2)$$

mit $\mu = 0{,}59$ als Ausflussbeiwert, n als Anzahl Dreiecküberfälle, φ als Öffnungswinkel des Überfalls, g als Erdbeschleunigung.

In Bild 2 ist der Bewegungsvorgang entlang des Wasserlaufs in einer ARA vereinfacht dargestellt. Die Zuflusscharakteristik weist eine markante Spitze in Q auf, die sich entlang der folgenden Becken glättet und zugleich zeitlich verschiebt. Da die Verbindungskanäle gegenüber den Becken eine vernachlässigbare Oberfläche besitzen, entspricht der Beckenausfluss näherungsweise dem Zufluss in das folgende Becken.

Eine vereinfachte Betrachtung ergibt sich nach Zusammenlegung aller Einzelbecken in ein Modellbecken. Der individuelle Retentionsvorgang eines Beckens nach Bild 2 kann dann nicht ermittelt werden, sondern die gesamte ARA wird als ein zusammenhängendes «Becken» betrachtet. Diese Modellvorstellung ist für die oben aufgeworfene Fragestellung zugeschnitten, da interne Vorgänge in der ARA nicht interessieren, sondern lediglich ein Zusammenhang zwischen Zu- und Auslauf erfasst werden soll. Eine ausführliche Behandlung des in Bild 2 dargestellten Ablaufs lässt sich aus anderen Untersuchungen wie [2] und [6] entnehmen. Im folgenden bezeichnen wir mit F die Summe aller Einzeloberflächen einer ARA

$$F = \sum_{i}^{n} \Delta F_i. \qquad (3)$$

Da Becken in ARA meist prismatisch ausgeführt werden, entspricht F einer Konstanten, variiert also insbesondere nicht mit der Überfallhöhe h. Weiter setzen wir voraus, dass der Ausfluss aus dem Modellbecken durch Beziehung (2) beschrieben wird.

Der Beckenzufluss

Um Gleichung (1) anzuwenden und den Beckenausfluss $Q_{ab}(t)$ zu ermitteln, muss noch der Beckenzufluss $Q_{zu}(t)$ vorgegeben werden. Im folgenden betrachte man lediglich Trockenwetter-Zuflüsse zur ARA, die eine typische Ganglinie nach Bild 3 aufweisen. Die Kurve besitzt eine Periode von rund 24 h sowie einen Minimalwert Q_{min} bei $t = 0400$ Uhr und einen Maximalwert Q_{max} bei $t = 1230$ Uhr. Das Verhältnis von $p = Q_{min}/Q_{max}$ schwankt zwischen 0,2 und 0,4. Der quantitative Verlauf der Zuflusscharakteristik $Q_{zu}(t)$ hängt von der Geometrie des Kanalnetzes, der Bevölkerungsstruktur und deren Gewohnheiten ab.

Zur repräsentativen Erfassung und einfachen analytischen Wiedergabe beziehen sich die folgenden Ausführungen auf den vereinfachten Verlauf nach Bild 4, der

$$Q_{zu}(t) = \left(\frac{Q_{max} + Q_{min}}{2}\right) + \left(\frac{Q_{max} - Q_{min}}{2}\right) \cdot \sin(wt) \qquad (4)$$

entspricht. w bezeichnet dabei die Schwingungsfrequenz $w = 2\pi/T$ mit $T = 24$ h als Periode. Der Vergleich zwischen den Bildern 3 und 4 zeigt grosse Abweichungen. Während die Form der Zuflussänderung in der ersten eher rechteckig ist, besitzt die zweite eine fast dreieckige. Rechteckige Sprungfunktionen haben in mathematischer Behandlung den Nachteil der Unstetigkeit. Die einzelnen Geradenstücke müssen deshalb abschnittsweise untersucht werden, was sich wiederum umständlich auf den Lösungsvorgang auswirkt. Wir begnügen uns deshalb in der vorliegenden Untersuchung mit Beziehung (4).

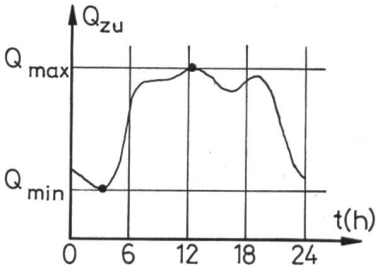
Die einzelnen Berechnungsvoraussetzungen sind untereinander ziemlich ausgeglichen; es wäre folglich sinnlos, eine exaktere Zuflussganglinie zu suchen, die Voraussetzung bezüglich des Modellbeckens aber gleichzeitig aufrecht zu erhalten. Immerhin folgen alle Berechnungsvoraussetzungen dem effektiven Vorgang tendenziös und lassen deshalb eine Näherungslösung des Problems zu.

Parameterverknüpfungen

Der Retentionsvorgang $h(t)$ in einer ARA ist nach den Beziehungen (1), (2) und (4) anhängig von

$$h(t) = \Phi(F, n, \varphi, Q_{min}, Q_{max}, w). \qquad (5)$$

Diese acht voneinander unabhängigen Parameter sollen nun durch Näherungsbeziehungen und durch dimensionslose Darstellung reduziert werden. Q_{max} entspricht bei Kläranlagenzuflüssen dem sogenannten Trockenwetterzufluss Q_T. Dieser Zufluss, der meist den 14-Stunden-



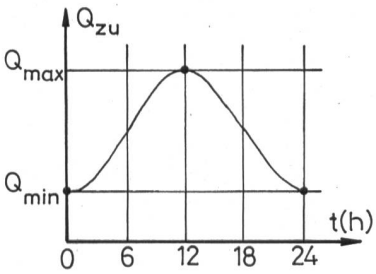


Bild 3, links. Typische Zuflussganglinie zur ARA bei Trockenwetter.

Bild 4, rechts. Ersatz-Zuflussganglinie $Q_{zu}(t)$.

Abfluss darstellt, ist eine wichtige Dimensionierungsgrösse. So werden alle Volumina V der in Bild 1 dargestellten Becken aufgrund von Q_T und der zugehörigen Aufenthaltszeit t_A ermittelt

$$V = Q_T\, t_A. \tag{6}$$

Da alle Beckentypen typische Beckentiefen H aufweisen, folgt

$$F = V/H = Q_T t_A/H. \tag{7}$$

Für vorgegebene Werte von H und t_A ergibt sich deshalb ein linearer Zusammenhang zwischen Q_T und F. In Tabelle 2 ist durch Mittelwerte versucht worden, diese Abhängigkeit zu quantifizieren.

Tabelle 2: Ermittlung des Zusammenhangs zwischen der Oberfläche F und dem Trockenwetterzufluss Q_T einer ARA.

Becken	Aufenthaltszeit t_A [h]	Beckentiefe H [m]	Oberfläche F [m²]*
SF	0,25	3,5	ca. 0,09 Q_T
VKB	1,5	2,5	ca. 0,60 Q_T
BB	3,5	4,0	ca. 0,88 Q_T
NKB	2,5	2,5	ca. 1,00 Q_T
			ca. 2,6 Q_T

* Wird Q_T in [m³/h] eingesetzt, hat der Faktor die Dimension [h/m].

Als Resultat folgt

$$F[\mathrm{m}^2] = (2{,}6 \pm 0{,}2)\,[\mathrm{h/m}] \cdot Q_T\,[\mathrm{m}^3/\mathrm{h}], \tag{8}$$

wobei die angegebenen Dimensionen eingesetzt werden müssen.

Eine zweite Relation ergibt sich zwischen n (Anzahl Dreieckü̈berfälle) und Q_T. Vorschriftsgemäss ist die zulässige Überfallrate im NKB 2 [l/sm] für Q_T. Normalerweise werden die Überfälle mit $\varphi = 60°$ ausgeführt, pro Laufmeter lassen sich deshalb rund 7 Überfälle anordnen. Daraus ergibt sich die Beziehung

$n = 7 \cdot Q_T/2$, wobei Q_T in [l/s] einzusetzen ist,

oder entsprechend

$$n = 1{,}0\, Q_T, \text{ wenn } Q_T \text{ in } [\mathrm{m}^3/\mathrm{h}] \text{ eingesetzt wird.} \tag{9}$$

Durch die Beziehungen (8) und (9) wird (5) reduziert auf

$$h(t) = \Phi^*\,(Q_{min}, Q_{max}, w), \tag{10}$$

entsprechend einem Zusammenhang zwischen 5 voneinander unabhängigen Parametern.

Die Berechnungsgleichung

Durch dimensionslose Darstellung der Retentionsgleichung (1) kann die Zahl der Parameter weiter reduziert werden. Vorerst soll diese in Abhängigkeit des Ausflusses angegeben werden. Nach Beziehung (2) folgt mit $\mu = 0{,}59$ und $\varphi = 60°$

$$Q_{ab} = \frac{2}{9} \cdot n\sqrt{g} \cdot h^{5/2}, \tag{11}$$

also

$$dQ_{ab} = \frac{5}{9}\, n\sqrt{g}\, h^{3/2} dh = \frac{5}{9}\, n\sqrt{g} \left[\frac{9Q_{ab}}{2n\sqrt{g}}\right]^{3/5} dh, \tag{12}$$

womit

$$\frac{dQ_{ab}}{dt} = \frac{5n}{9F}\sqrt{g}\left(\frac{9Q_{ab}}{2n\sqrt{g}}\right)^{3/5} \left[\frac{Q_{max}+Q_{min}}{2} + \frac{Q_{max}-Q_{min}}{2}\sin(wt) - Q_{ab}\right] \tag{13}$$

Diese Darstellung entspricht (10), wobei nun h durch Q_{ab} ersetzt ist. Als dimensionslose Grössen wählen wir

$$\tau = t/T,\; q = Q_{ab}/Q_{max},\; p = Q_{min}/Q_{max} \tag{14}$$

und erhalten dann

$$\frac{dq}{d\tau} = Cq^{3/5}\left(\frac{1+p}{2} + \frac{1-p}{2}\sin(2\pi\tau) - q\right) \tag{15}$$

mit

$$C = \frac{5nT\sqrt{g}}{9F}\left(\frac{9Q_{max}}{2 \cdot n\sqrt{g}}\right)^{3/5}, \tag{16}$$

einer dimensionslosen Konstanten. $T = 24$ h entspricht der Tagesperiode; C lässt sich mit Hilfe der Beziehungen (8) und (9) ermitteln und wird $C = 528$. Die Variablen nach (14) gestatten die Bestimmung der Gesuchten $q(\tau)$ lediglich in Abhängigkeit des Verhältnisses p. Die ursprünglich acht voneinander unabhängigen Variablen sind auf drei reduziert worden.

Anfangsbedingung und Lösung

Der durch Gleichung (15) beschriebene Bewegungsvorgang wird durch eine nichtlineare, gewöhnliche Differentialgleichung erster Ordnung dargestellt. Ihre Lösung muss durch numerische Integration unter Angabe einer Anfangsbedingung ermittelt werden. Für das vorliegende Problem ergibt die Festlegung dieser Anfangsbedingung jedoch grundsätzliche Schwierigkeiten, da der Ausfluss q zur Zeit $\tau = 0$ unbekannt ist. Der einzig gangbare Weg dürfte durch die Periodizität der Zuflussfunktion vorgezeichnet sein. Wird nämlich vorausgesetzt, dass $Q_{zu}(t)$ nach Beziehung (4) schon über sehr lange Zeit erfolgt, so muss sich ebenfalls ein periodischer Ablauf aus dem Modellbecken einstellen. Alle anderen Bewegungsvorgänge entsprechen Anlaufphasen und sollen nicht weiter untersucht werden. Sie stellen sich als Spezialfälle nach Trokkenperioden, Ausserbetriebsetzungen oder umgekehrt nach extremen Niederschlagsphasen ein.

Die Postulierung eines periodischen Beckenausflusses allein ermöglicht nicht die Spezifikation einer Anfangsbedingung. Die sich ergebende Bedingung lautet

$$q(\tau = 0) = q(\tau = 1), \tag{17}$$

sie muss durch Wahl eines Anfangswertes $q(\tau = 0) = q_o$ verifiziert und, falls das Resultat mit (17) im Widerspruch steht, durch einen neuen Wert nachgeprüft werden. Im Hinblick auf die oben ermittelte Konstante $C = 528$ kann auf dieses Verfahren zur Lösung von Beziehung (15) verzichtet werden. Wie man sich einfach vorstellen kann, konvergiert $dq/d\tau$, respektive dh/dt in Beziehung (1) für beliebige Differenzen $Q_{zu} - Q_{ab}$ infolge der Grösse von C gegen Null, was bedeutet, dass Zu- und Ausfluss aus dem Modellbecken fast identisch sind. Konkrete Berechnungen haben eine verschwindende Verzögerung ergeben. Es wird vermutet, dass sie in Grossanlagen im Bereich von wenigen Minuten liegt.

Diskussion der theoretischen Resultate

Das durch die vereinfachten Annahmen gefundene Resultat muss mit Bezug auf die Berechnungsannahmen geprüft werden. Konkret handelt es sich hauptsächlich um die Abschätzung der Einflüsse infolge

- hintereinanderliegender Becken,
- gewählter Zuflussfunktion,
- angenommener Ausflussgeometrie,
- vorausgesetzter Überfallrate.

Die mathematische Überprüfung der angeführten Ein-

flüsse ist langwierig. Bezüglich der hintereinanderliegenden Einzelbecken anstelle des Modellbeckens liessen sich Abschätzungen mit Hilfe der Retentionsgleichung ausführen. Das Resultat wird jedoch von einer so grossen Zahl von Parametern beeinflusst, dass keine allgemeinen Auswertungen möglich sind. Es wird jedoch vermutet, dass die Abweichungen infolge der Grössenordnung von C gering ausfallen. Bezüglich der Zuflussfunktion lässt sich feststellen, dass diese abrupter als die gewählte Sinuskurve verläuft. Die Differenzen zwischen Zu- und Ausfluss können lokal somit grösser werden. Die wohl gerechtfertigsten Einwendungen zur oben durchgeführten Berechnung betreffen die Wahl der Ausflussgeometrie und die Überfallrate. Beide sind für das NKB gültig; nach Tabelle 1 besitzt dieses jedoch nur 40% der Gesamtoberfläche. Bezüglich der Ausflussgeometrie kann festgestellt werden, dass meist alle Becken ausser dem NKB einen Rechtecküberfall aufweisen; dieser genügt der Überfallformel von Poleni

$$Q_{ab}(h) = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\, h_{ü}^{3/2} b \qquad (18)$$

mit μ=0,62 als Überfallbeiwert, $h_{ü}$ als Differenz zwischen vorliegendem Wasserspiegel und Ruhewasserspiegel und b als Überfallänge. Bei gleicher maximaler Überfallrate gilt $Q_{ab} \sim h^{5/2}$ für den Dreieck- und $Q_{ab} \sim h^{3/2}$ für den Rechtecküberfall. Daraus folgt eine grössere Retentionsfähigkeit eines Beckens mit Rechtecküberfällen, die zugehörigen Wasserspiegeländerungen fallen ebenfalls grösser aus.
Wird die analoge Rechnung für ein Modellbecken mit Rechtecküberfall durchgeführt, so ergibt sich anstelle von Beziehung (16) für

$$C_R = \frac{9b\sqrt{g}\,T}{10F}\left(\frac{5Q_{max}}{3\sqrt{g}b}\right)^{1/5}. \qquad (19)$$

Unter Voraussetzung derselben Überfallrate entsteht für

$$b\left[\mathrm{m}\right] = Q_T\left[\mathrm{l/s}\right]^{1/2}\left[\frac{\mathrm{sm}}{\mathrm{l}}\right] = Q_T\left[\mathrm{m^3/h}\right]^{1/7}\left[\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{m^2}}\right],$$

also für C_R=1353, womit wiederum fast keine Differenzen zwischen Zu- und Ausfluss entstehen.
Betrachten wir nun den Einfluss der Überfallrate auf die Verzögerung des Zu- und Ausflusses einer ARA. Für die drei ersten Becken SF, VKB und BB bestehen keine Vorschriften bezüglich der Überfallängen. Infolge der Anforderungen an diese Becken werden die Überfallraten immer höher als diejenigen eines NKB gewählt. Es ist leicht einzusehen, dass ein Becken mit sonst gleicher Charakteristik ein um so höheres Rückhaltevermögen besitzt, je geringer die Überfallrate ist. Das Modellbecken mit der gewählten Überfallrate von 2 [l/sm] ergibt deshalb maximale Verzögerungen. Zusammenfassend stellen wir fest, dass die für das Modellbecken gewählten Parameter maximale Verzögerungen ergeben. Die Becken einer ARA weisen im Normalfall kleinere Unterschiede zwischen den Ganglinien im Zu- und Ausfluss auf.

Experimente

Die theoretischen Untersuchungen bezüglich des Retentionsverhaltens einer ARA haben zur wichtigen qualitativen Feststellung geführt, wonach in allen Anlagen näherungsweise dieselben zeitlichen Verzögerungen auftreten. Bezüglich der quantitativen Grössenordnung werden mit Vorteil Versuche in Grossanlagen unternommen. Infolge der oben erwähnten Ähnlichkeit der Retentionsvorgänge in Anlagen beliebiger Grössenordnung können die Untersuchungen auf eine ARA beschränkt werden.

Das Ziel dieser Experimente besteht einerseits im Nachweis der theoretischen Folgerungen und andererseits in der Angabe einer Grössenordnung der Verzögerung. Die für die Untersuchung gewählte Anlage liegt im Alpenvorraum, hat einen Trockenwetterzufluss von Q_T=60 l/s und verfügt über die in Tabelle 1 aufgeführten Becken. Die ARA weist eine Abwasser-Mengenmessung im Ablauf auf, die für diese Untersuchung durch eine zweite im Zulauf ergänzt worden ist. Die Wasserstände sind in beiden Messorten automatisch aufgenommen und anschliessend durch die entsprechende $Q(h)$-Kurve in eine Abfluss-Ganglinie übertragen worden. Leider sind beide Messorte durch oberwasserseitige Störungen beeinflusst. Im Oberwasser des Zulaufs befindet sich eine niveaugesteuerte Rechenanlage. Übersteigt der Rechenaufstau eine festgesetzte Höhenlage, so werden die vom Rechen zurückgehaltenen Feststoffe entfernt; gleichzeitig findet eine kurzfristige Zufluss-Vergrösserung statt. Die zweite Störquelle stellt die Pumpe zur Förderung des Rücklaufschlammes im NKB dar. Beide weisen ein Störintervall von rund 20 Minuten auf und überlagern der Grundkurve eine Zickzacklinie.

Im normalen Tagesbetrieb bei Trockenwetter sind die Änderungen der Ganglinie meist so gering, dass keine klaren Aussagen bezüglich der zeitlichen Verschiebung zwischen Zu- und Auslauf möglich sind. Deshalb sind Hochwasserwellen im Zulauf simuliert worden, die klare Spitzen aufweisen und somit eine eindeutige Verschiebung der beiden Ganglinien ermöglichen. Bild 5 zeigt die Ganglinien für dieses Experiment an den beiden Messstellen.

Um die Übersicht zu wahren, sind lediglich markante Punkte der Ganglinie des Zulaufs in die Figur aufgenommen worden. Aus der Darstellung geht hervor, dass selbst kleinste Spitzen fast ungebrochen den Ablauf erreichen. Betrachten wir das absolute Maximum im Zulauf mit

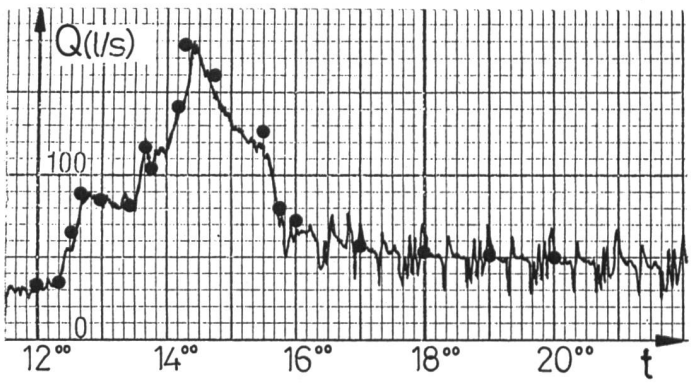
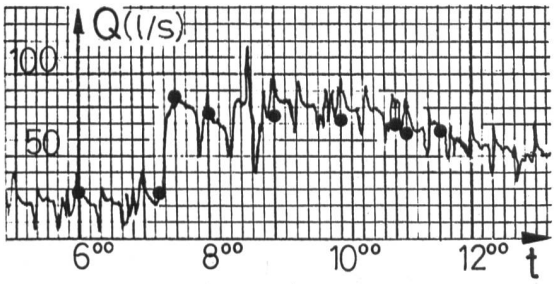


Bild 5, links. Experiment I zur Ermittlung der Ganglinien im Zu- (Punkte) und Auslauf (Linie) einer ARA.

Bild 6, rechts. Experiment II zur Ermittlung der Ganglinien im Zu- (Punkte) und Auslauf (Linie) einer ARA.



t=1415 Uhr, Q=177 l/s; er tritt im Ablauf mit den Koordinaten t=1425 Uhr, Q=175 l/s auf, hat also eine zeitliche Verzögerung von t=10 Minuten und einen fast identischen Durchfluss. Er entspricht rund dem dreifachen Trockenwetterabfluss Q_T. Dieses Resultat zeigt den geringen Einfluss der Becken einer ARA auf den Retentionsvorgang; die Hochwasserwelle geht fast ungehindert durch die hintereinanderliegenden Becken, das Resultat stimmt mit der theoretischen Ermittlung sowohl qualitativ wie quantitativ überein. Ein zweites Beispiel zeigt Bild 6 für einen geringeren Mengenanstieg am Morgen. Interessant ist insbesondere der identische Anstieg der beiden Ganglinien um 0715 Uhr. Die restlichen Messpunkte sind infolge der Störungen nicht repräsentativ.

Abschliessend lässt sich feststellen, dass die zeitlichen Verzögerungen zwischen den Ganglinien im Zu- und Auslauf einer ARA in der Grössenordnung von 5 bis 10 Minuten liegen. Diese Aussage gilt nicht nur für den Trockenwetteranfall, sondern lässt sich bis auf Zuflüsse bis zu $3Q_T$ ausdehnen.

Bezüglich der Unterschiede der Durchflüsse lassen sich mit guter Näherung die Beziehungen angeben:

$$Q_{zu}(t) = Q_{ab}(t), \tag{20}$$

$$t_{zu \rightarrow ab} = 5 \text{ bis } 10 \text{ min.} \tag{21}$$

Dieses einfache und erstaunliche Resultat lässt sich anhand der theoretischen Untersuchungen auf beliebige, konventionelle Kläranlagen ausdehnen. Es vereinfacht den Zusammenhang zwischen den Ganglinien im Zu- und Auslauf zur Identität.

Schlussfolgerungen

Anlass der vorliegenden Untersuchung bildete die Frage nach dem Zusammenhang zwischen den Ganglinien einer ARA im Zu- und Auslauf. Anhand von theoretischen Überlegungen ist nachgewiesen worden, dass Anlagen beliebiger Grössenordnung denselben Verzögerungserscheinungen unterliegen, falls ihre Aufgabe der Reinigung häuslichen Abwassers entspricht. Mit Hilfe von Experimenten ist belegt worden, dass sich die Ganglinien im Zu- und Auslauf näherungsweise decken; die zeitlichen Verschiebungen betragen einige Minuten, Abflussspitzen werden durch die Becken der Anlage nicht gedämpft. Die gefundenen Resultate erlauben die freiere Wahl des Standortes der Messanlage in Kläranlagen, die in Tabelle 1 erwähnten hydraulischen Kriterien sind bedeutungslos.

Verzeichnis der Abkürzungen

Viele der nachfolgenden Abkürzungen können mit Indizes «zu», «ab», «min», «max» und «T» auftreten, wobei dann der Zufluss ins Becken und der Abfluss aus dem Becken, minimale und maximale, zeitliche Abflusszustände sowie der Trockenwetterzustand bezeichnet werden.

b[m]	Breite Überfall	C[–]	Konstante
g[m/s²]	Erdbeschleunigung	F[m²]	Oberfläche
h[m]	Überfallhöhe	H[m]	Beckentiefe
n[–]	Anzahl Überfälle	Q[m³/h oder l/s]	Abfluss
p[–]	Verhältnis Q_{min}/Q_{max}	V[m³]	Volumen
q[–]	Verhältnis Q_{ab}/Q_{max}		
t[s]	Zeit	μ(–)	Überfallbeiwert
		φ(–)	Öffnungswinkel
w[1/s]	Frequenz	τ(–)	dimensionslose Zeit

Literaturnachweis

[1] *Dauber, L.:* Ausgleichs- und Speicherbecken in der Abwassertechnik. «SBZ», Vol. *93*, 1975, Heft 4, pp. 36–41.

[2] *Franke, E.:* Die Wasserspiegelbewegung in mehreren, insbesondere zwei hintereinanderliegenden Speicherbecken. «Wissenschaftliche Zeitschrift der TH Dresden», Vol. *6*, 1956/57, Heft 2, pp. 255–260.

[3] *Franke, J.:* Speicherungsaufgaben beim Entwurf von Staubecken. «Der Bauingenieur», Vol. *21*, 1940, Heft 23/24, pp. 179–185.

[4] *Ginzburg, I. P.:* Applied Fluid Dynamics. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 1963.

[5] *Hager, W. H.:* Beckenretention. «SIA», in Vorbereitung.

[6] *Kühne, A.:* Flussstaureguliеrung. Mittl. VAW, Vol. *13*, herausgegeben von Prof. Dr. *D. Vischer*, Zürich, 1975.

[7] *Marone, V.:* Calcolo di massima dell'effetto di laminazione di un serbatoio sulle piene. «L'Energia Elettrica», 1964, pp. 693–698.

[8] *Vischer, D.:* Berechnung der Hochwasserretention von Seen. «SBZ», Vol. *89*, 1971, pp. 279–284.

[9] *Vischer, D., Moser, U.:* Der instationäre Ausfluss aus Behältern. «Schw. Techn. Zeitschrift», 1971, pp. 609–617.

Diese Untersuchung wurde in Ergänzung zu der in Bearbeitung stehenden Studie «Fremdwasser» des Bundesamtes für Umweltschutz, Bern, durchgeführt. Der Verfasser dankt seinem Mitarbeiter *U. Bretscher*, dipl. Chem. HTL, für die Durchführung der Experimente und für die Durchsicht des Manuskripts.

Adresse des Verfassers: *W. H. Hager*, Dr. Bauing. ETH, c/o Kuster und Hager AG, Obstgartenstrasse 20, 8006 Zürich.

71. Hauptversammlung 1982 des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes

Donnerstag und Freitag, 11./12. November, im Verkehrshaus in Luzern

Am Donnerstagnachmittag eröffnete Präsident *H. P. Fischer*, Nationalrat, zum ersten Mal als Verbandspräsident, die 71. ordentliche Hauptversammlung im Verkehrshaus.

Den Damen wurde die Besichtigung der Glashütte, der Hergiswiler Glas AG in Hergiswil, ermöglicht.

Für den Freitag, 12. November, standen zwei Exkursionen zur Wahl: Besuch von Baustellen für Hochwasserschutzanlagen im Raume Bürglen-Attinghausen und Besichtigung des Schlosses A Pro sowie Besuch der Kommandozentrale für den Gotthard-Strassentunnel in Göschenen und der Zentrale Göschenen der Kraftwerk Göschenen AG. Zum Mittagessen trafen sich die Teilnehmer der Exkursionen im Restaurant Sternen in Flüelen.

Protokoll der 71. ordentlichen Hauptversammlung

Der Präsident gibt seiner besonderen Freude Ausdruck, unter den anwesenden Gästen aus dem In- und Ausland die Ehre und das Vergnügen zu haben, Bundesrat Dr. *Leon Schlumpf* begrüssen zu dürfen sowie als Vertreter des Gastgeberkantons, Statthalter *R. Bühler*, Kantonsingenieur *H. Ulmi*, *S. Bertschmann*, Chef der Abteilung Wasserbau, und *B. von Segesser*, Kantonsbaumeister. Von der Stadt Luzern heisst Präsident Fischer den Stadtpräsidenten *M. Luchsinger*, *Ch. Grand*, Direktor der Städtischen Unternehmungen, sowie *R. Straub*, Stadtbaumeister, herzlich willkommen. In den Annalen der Verbandsgeschichte ist nachzulesen, dass der Verband seit 58 Jahren nicht mehr in Luzern tagte. In den Gründerjahren fand die Hauptversammlung dreimal in Luzern statt, nämlich 1915, 1920 und 1924. Der Präsident dankt für die Gastfreund-