

Rückhaltebecken und Regenwasserkläranlagen

Autor(en): **Kropf, A. / Geiser, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **75 (1957)**

Heft 18

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-63347>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Rückhaltebecken und Regenwasserkläranlagen

DK 628.25

Von Dipl. Ing. A. Kropf, Ingenieurbureau, Zürich, und Dipl. Ing. A. Geiser, Bauinspektor, Muri bei Bern

I. Problemstellung und Beschreibung eines ausgeführten Bauwerkes

Die rasche Entwicklung der Gemeinwesen, verbunden mit der fortschreitenden Industrialisierung unseres Mittellandes, hat vielerorts zur Folge, dass die bestehenden Kanalisationsnetze den neuen Verhältnissen nicht mehr gewachsen sind. Mit dem stets zunehmenden Autoverkehr wächst auch das Bedürfnis nach staubfreien Belägen; dadurch nimmt der Anteil an befestigten Strassen und Plätzen ständig zu, was bei Regen zu immer grösser werdenden Abflussmengen führt. Die vorhandenen Kanalisationen, die leider vielfach nicht mit dem für heutige Begriffe erforderlichen Weitblick projektiert wurden, sind der zusätzlichen Belastung nicht mehr gewachsen, was sich namentlich in den flachen Teilen des Netzes (mit ungünstigen Gefällsverhältnissen) durch unliebsame Rückstauungen (Kellerüberschwemmungen) bemerkbar macht. Diese bereiten den Gemeindeverwaltungen mehr und mehr Sorgen, weil die anspruchsvolle Stimmbürgerschaft hierfür recht wenig Verständnis aufbringt, obwohl bei Aufklärungen immer wieder betont wird, dass Kanalisationsanlagen aus rein wirtschaftlichen Gründen nicht für die seltensten Katastrophenregen berechnet werden können.

Zur Entlastung überlasteter Kanalisationen bestehen verschiedene Möglichkeiten. Die nächstliegende besteht in der Anordnung sog. Regenauslässe, die bei Ueberschreitung eines bestimmten Zuflusses den Ueberschuss nach einem benachbarten offenen Gewässer entlasten. Aber vielfach ist kein solches vorhanden, mindestens nicht in erreichbarer Nähe, oder seine Schluckfähigkeit reicht nicht aus, um diese zusätzlichen Wassermengen abzuleiten. In all diesen Fällen führen unter Umständen Rückhaltebecken zum Ziel, die einen Teil des Zuflusses bis nach dem Regen aufstapeln.

Für die Bemessung eines Kanalnetzes sind bekanntlich die kurzen Platzregen mit einer Regendauer von 5 bis 20 Minuten und einer zugehörigen Regenspende r von 400 bis 150 l/s · ha ausschlaggebend. Je nach den gestellten Ansprüchen werden also die Kanalisationen für solche Regenfälle dimensioniert, die in 2 bis 10 Jahren einmal vorkommen und nur wenige Minuten andauern. In der übrigen Zeit und namentlich bei Trockenwetter wird das vorhandene Durchflussprofil nur zu wenigen Prozenten ausgenützt. Aeltere Kanalisationen genügen daher meistens während des weitaus grössten Teiles des Jahres vollauf, sofern sie in gutem Zustand und auch hinsichtlich ihrer Tiefenlage vernünftig angelegt sind. Gelingt es daher, den Ueberschuss zurückzuhalten, um ihn mit Verspätung abzulassen, so sind diese älteren Anlagen durchaus in der Lage, ihren Dienst während weiterer Jahrzehnte zu erfüllen. In manchen Fällen kommt daher die Anordnung sog. Rückhaltebecken zur Stapelung der Abflussspitzen billiger zu stehen als lange Entlastungskanäle oder die Erweiterung bestehender Sammler. Diese Lösung kann auch dort erwogen werden, wo der Anschluss eines künftigen Teilgebietes erst in Jahrzehnten erwartet wird, so dass vorderhand ein kleineres Kaliber vollauf genügt, welches dann im gegebenen Zeitpunkt durch Erstellung eines Stapelbeckens den veränderten Verhältnissen angepasst wird.

Wenn hinreichendes Gefälle zur Verfügung steht, wird das Rückhaltebecken mit Vorteil so angelegt, dass es sich im Sinne von Bild 1 (Typ A) selbsttätig wieder entleert. Hierbei ist auf folgende drei Punkte zu achten: 1. Bei gefülltem Becken darf der Zulaufkanal nicht eingestaut werden. 2. Die Beckensohle ist so auszubilden, dass abgesetzte Sinkstoffe bei sinkendem Wasserspiegel von selbst herausgespült werden. 3. Die Ausflussmenge q hängt bei diesem Typ A von der Stauhöhe h ab. Soll sie konstant sein, so ist der Einbau eines schwimmergesteuerten Drosselschiebers erforderlich.

Dort, wo das Gefälle h nicht zur Verfügung steht, greift man zum Typ B, bei welchem die Entleerung künstlich, d. h.

mittels Pumpen erfolgt, was selbstredend die Bau- und Betriebskosten erhöht (zwar sind die Stromkosten für die Pumpenleistungen bekanntlich viel kleiner, als gemeinhin angenommen wird, benötigt man doch für die Förderung von 1000 m³ Wasser auf 1 m Höhe, bei einem mittleren Wirkungsgrad von 55 %, nur 5 kWh). Auf die Ausbildung des Beckens selbst hat dies prinzipiell keinen Einfluss. Der Nutzinhalt richtet sich nach der Ausflussmenge q , die in diesem Falle von der installierten Pumpenleistung abhängt und in erster Annäherung als konstant betrachtet werden kann. Vom betriebstechnischen Standpunkt aus hat man ein Interesse, q möglichst klein zu halten, weil kleinere Aggregate während längerer Zeit voll beansprucht und daher wirtschaftlicher ausgenützt werden.

Gegenüber der klassischen Lösung mit Regenüberfall, bei welcher das zu entlastende Regenwasser samt den mitgeschwemmten Schmutzstoffen in ein offenes Gewässer abgelassen wird, wo es zu dessen Verschmutzung nicht wenig beiträgt, weist die Variante mit Rückhaltebecken den nicht hoch genug einzuschätzenden Vorteil auf, dass das aufgestaute Wasser schliesslich zur Sammelreinigungsanlage gelangt, so dass es erst nach erfolgter Reinigung in den natürlichen Kreislauf zurückgeführt wird.

Durch Kombination beider Systeme kommt man schliesslich zur Regenwasserkläranlage, die, hydraulisch gesprochen, als Rückhaltebecken mit Notüberfall betrachtet werden kann. Das Becken wird für eine minimale Klärzeit von 5 bis 10 Minuten dimensioniert, die ausreicht, um die grössten Schmutzstoffe abzutrennen und sie durch den Grundablass der Kanalisation bzw. der zentralen Reinigungsanlage zuzuführen. Die Entlastung des grobgeklärten Regenwassers über den Notüberfall nach dem Vorfluter setzt erst bei vollem Becken ein. Dank eines solchen Regenwasserklärbeckens ist schon mancherorts eine merkliche Sanierung der Verhältnisse erzielt worden. Vielfach ist es sogar zweckmässiger, das Regenwasser vor seiner Entlastung in einen Vorfluter grob zu entschlammeln, als die biologische Stufe, die zur Hauptsache nur den Trockenwetteranteil erfasst, weiter auszubauen.

Die Gemeinde Muri bei Bern hat sich im Sommer 1955 zum Bau eines solchen Rückhaltebeckens von rd. 1400 m³ Nutzinhalt (Bild 2) entschlossen, um ihren Hauptkanal in der Worbstrasse, der bis anhin bei jedem grösseren Gewitterregen stärkere Rückstauerscheinungen aufwies, zu entlasten. Die Anordnung eines gewöhnlichen Regenauslasses kam deshalb nicht in Frage, weil kein brauchbarer Vorfluter in nützlicher Nähe zur Verfügung steht. Der Bau eines 1500 m langen Entlastungskanals bis zur Aare kommt unter allen Umständen teurer zu stehen, um so mehr, als im Gümligen-Moos die Baugrundverhältnisse sehr schlecht sind und an einer Stelle die erforderliche Tiefenlage 7 m überschreitet.

Dem Rückhaltebecken «Tschanzmatte» fliessen die Abwässer eines Teiles des Dorfes Gümligen, mit einer reduzierten Einzugsfläche von 6,5 ha, zu. Das Becken selbst liegt am unteren Ende der Schulhausstrasse, nördlich vom Bahnhofplatz. Die Ableitung nach dem Hauptkanal Worbstrasse erfolgt durch eine kurze Druckleitung E. R. Ø 25 cm mit freiem Gefälle.

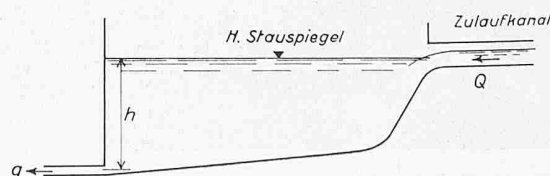


Bild 1. Rückhaltebecken Typ A mit selbsttätiger Entleerung

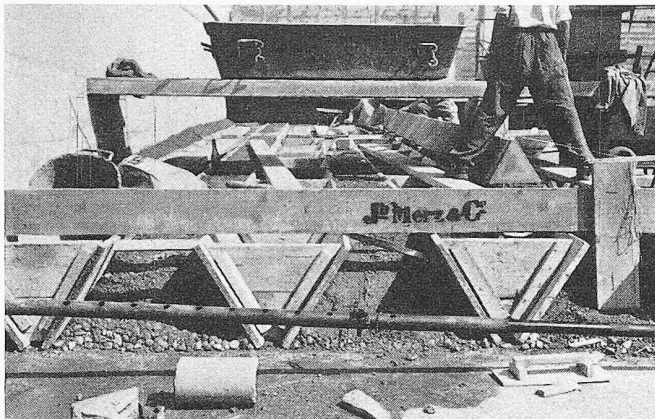


Bild 3. Betonieren der Seitenrinnen; rechts Verlegung der vorfabrizierten Höcker

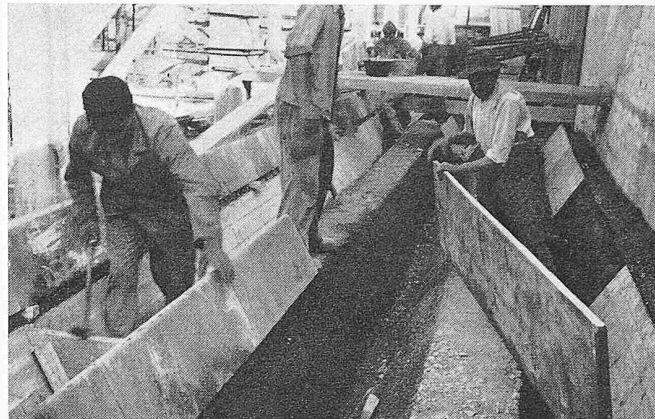


Bild 4. Verlegen der vorfabrizierten, dreieckigen Höcker (obere Kante abgerundet)

Dieses Bauwerk kam in ein ehemaliges Moos zu liegen. Der früher hoch anstehende Grundwasserspiegel erfuhr in den letzten Jahren durch die Inbetriebnahme eines Bohrbrunnens in einer benachbarten Fabrik eine dauernde Absenkung, so dass der Bau ohne Wasserhaltung auf die gut tragfähigen Schichten fundiert werden konnte.

Die äusseren Abmessungen des Beckens betragen $43,15 \times 16,5$ m. Bei einer Stauhöhe von 2,7 m beträgt der Nutzinhalt rd. 1200 m^3 und kann ausnahmsweise auf 1400 m^3 ansteigen. Durch zwei durchgehende Dilatationsfugen, ausgeführt mit Sika-Fugenband, ist das Becken der Länge nach in drei Teile geteilt, was sich auch für das Bauprogramm günstig auswirkte. Ganz besondere Aufmerksamkeit wurde der Ausbildung der Beckensohle gewidmet. Diese ist in 32 trapezförmige, parallele Längsrinnen von 80 cm Tiefe, 55 cm mittlerer Breite und 60° Wandneigung aufgelöst, die von beiden Seiten mit 2 % Längsgefälle in den in der Mitte angeordneten U-förmigen Sammelkanal einmünden.

Vom geschlossenen Zulaufkanal $\varnothing 80$ cm gelangt das Wasser über eine schlanke S-förmige Uebergangsstrecke in den Sammelkanal und von da in die Ablaufleitung $\varnothing 25$ cm; die Seitenrinnen werden also von unten her eingestaut, so bald die Schluckfähigkeit des Ablaufes überschritten wird. Nach dem Regen entleeren sie sich selbsttätig nach der Mitte zu. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die organischen Verunreinigungen von der Strömung restlos abgeschwemmt werden. Auf der Rinnensohle bleibt einzig Sand liegen, der mittels Hydrant auf einfachste Weise abgespült wird. Diese Ablagerungen verbreiten, entgegen vielfach gehörten Befürchtungen, keine üblen Gerüche. Es ist daher durchaus denkbar, in wenig überbauten Gebieten Rückhaltebecken überhaupt offen zu lassen. Wird das Becken, wie im Falle Muri, abgedeckt, so besteht allerdings die Möglichkeit, darüber ein Lagerhaus oder

eine Garage zu errichten. Die spezifischen Kosten für den Kubikmeter Nutzinhalt belaufen sich, einschliesslich Wasserinstallation und Beleuchtung, jedoch ohne Zulaufkanal und Ablaufleitung, auf 120 Franken pro m^3 .

Auf beiden Stirnseiten wurden Kontrollgänge angeordnet, die den Zugang auch bei gestautem Wasserspiegel gestatten. Es ist zudem vorgesehen, auf nächsten Sommer in einem dieser Gänge einen registrierenden Limnigraphen aufzustellen, der gleichzeitig die Regenhöhe und den zugehörigen Stauspiegel in Funktion der Zeit aufträgt. Wir hoffen, dadurch wertvolle Aufzeichnungen zu erhalten, die uns erlauben werden, vorerst die Berechnungsannahmen auf ihre Richtigkeit zu prüfen und andererseits, bei zunehmender Ueberbauung, den Zeitpunkt rechtzeitig zu erfassen, wo an die Vergrößerung des verfügbaren Stauinhaltes geschritten werden muss.

Als letzte bauliche Einzelheit sei noch erwähnt, dass die saubere Ausbildung der Seitenrinnen durch Anwendung vorfabrizierter, dreieckförmiger, 1 m langer Betonhöcker von 35 cm Seitenlänge mit einer abgerundeten Kante ganz wesentlich vereinfacht wurde (Bilder 3 bis 6).

Trotz der relativ kurzen Zeit seit der Inbetriebnahme können wir jetzt schon sagen, dass dieses Rückhaltebecken den Erwartungen voll entspricht. Den grössten Vorteil dieser Lösung sehen wir darin, dass die für die Kanalisation verhängnisvollen Regenspitzen sicher vollumfänglich aufgenommen werden, so dass sie sich im anschliessenden Kanalnetz nicht mehr ungünstig auswirken können.

II. Die Dimensionierung von Rückhaltebecken

Wir benützen die Gelegenheit der Inbetriebnahme obigen Bauwerks, um anschliessend an dessen Beschreibung eine Berechnungsmethode bekanntzugeben, die auf einfachste Weise

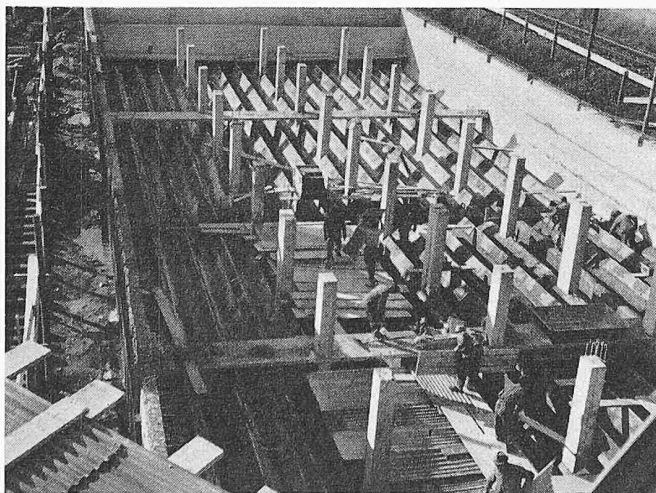


Bild 5. Blick auf die fertige Beckensohle vor Erstellung der Decke. Gut sichtbar die beiden Querstege und der hintere Bedienungsgang mit vorgelagertem Steg

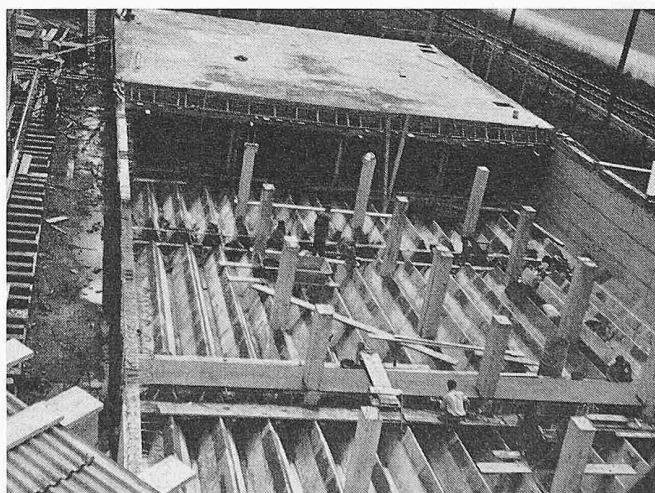


Bild 6. Blick auf die fertigen Seitenrinnen. In der Mitte der Sammelkanal und in der Flucht der 2. Säulenreihe einer der Bedienstete. Im hinteren Drittel Decke betoniert

Bemessung des Rückhaltebeckens nicht mehr ausschlaggebend. Das maximale Stauvolumen wird in der Regel durch schwächere, aber länger dauernde Regenfälle bedingt, und zwar wird nach Gl. (5) r_m um so kleiner, bzw. T_m um so länger, je grösser F ist.

Bis anhin haben wir q als konstant angenommen. Dies trifft jedoch nicht zu, sobald die Entleerung des Stapelbeckens mit freiem Gefälle erfolgt, weil alsdann q mit der Stauhöhe h variiert. Um abzuleiten, welcher Mittelwert q_m in diesem Falle in Gleichung (3) eingesetzt werden muss, müssen wir vorerst die Füllzeit eines prismatischen Behälters mit Bodenöffnung ermitteln (Bild 8).

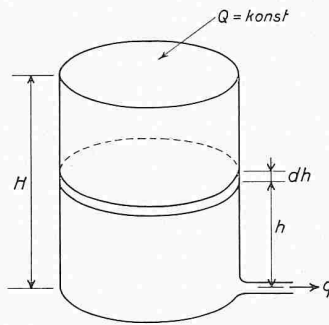


Bild 8

$$J = O H$$

$$q = a h^{1/2}$$

$$q_v = q_{max} = a H^{1/2}$$

Wir können setzen:

$$(6) \quad dJ = O dh = (Q - q) dt = (Q - a h^{1/2}) dt$$

oder

$$(6a) \quad dt = \frac{O}{(Q - a h^{1/2})} dh = \frac{O(Q + a h^{1/2})}{(Q^2 - q^2)} dh$$

Unter der Voraussetzung $q \ll Q$ können wir q^2 gegenüber Q^2 mit hinreichender Genauigkeit vernachlässigen. Demnach ist:

$$(6b) \quad dt \approx \frac{O(Q + a h^{1/2})}{Q^2} dh$$

Durch Integration der Gleichung (6b) zwischen den Grenzen $h = 0 \div H$ erhalten wir schliesslich folgenden Ausdruck für die Füllzeit:

$$(7) \quad T = \left(\frac{O}{Q} h + a \frac{O}{Q^2} \frac{2}{3} h^{3/2} \right) \Big|_0^H = \frac{O}{Q} H + a \frac{O}{Q^2} \frac{2}{3} H^{3/2}$$

$$= \frac{J}{Q} + \frac{2}{3} q_v \frac{J}{Q^2} = J \left(\frac{1}{Q} + \frac{1}{Q^2} \frac{2}{3} q_v \right)$$

In Gleichung (7) bedeutet q_v die Ausflussmenge beim höchsten Stauspiegel H . Bei dem uns interessierenden Problem fragen wir nicht nach der Füllzeit, denn sie ist uns durch die Regendauer gegeben, sondern nach dem zugehörigen Stauinhalt. Aus Gleichung (7) erhalten wir Gleichung (7a):

$$(7a) \quad J = \frac{T}{\frac{1}{Q} + \frac{1}{Q^2} \frac{2}{3} q_v} = \frac{T \left(\frac{1}{Q} - \frac{1}{Q^2} \frac{2}{3} q_v \right)}{\frac{1}{Q^2} - \frac{1}{Q^4} \left(\frac{2}{3} q_v \right)^2}$$

die unter Vernachlässigung von $\frac{1}{Q^4}$ gegenüber $\frac{1}{Q^2}$ in Gleichung (3a) übergeht:

$$(3a) \quad J \approx T \left(Q - \frac{2}{3} q_v \right) = T (Q - q_m)$$

die analog aufgebaut ist, wie die früher abgeleitete Gleichung (3), mit dem einzigen Unterschied, dass hier die konstante Ausflussmenge q durch den Mittelwert $q_m = \frac{2}{3} q_v$ ersetzt wird. Dabei bedeutet q_v , wie bereits erwähnt, die maximale Ausflussmenge beim höchsten Stauspiegel H .

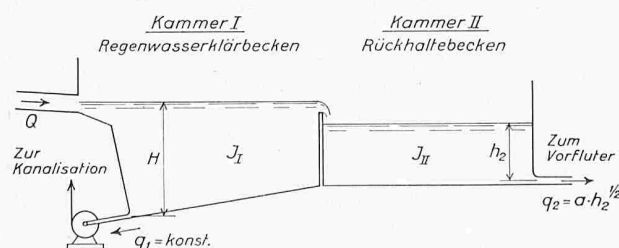


Bild 9

III. Dimensionierung des Regenwasserklärbeckens mit nachgeschaltetem Rückhaltebecken

Mathematisch gesprochen ist ein Regenwasserklärbecken ein Rückhaltebecken mit Ueberfallrinne. Die Entlastung setzt ein, sobald das Becken gefüllt ist. Die Aufenthaltszeit ist beim maximalen Zufluss am kleinsten, weshalb in der Regel diese Art Becken für eine minimale Durchflusszeit von mindestens 5 bis 10 min bemessen wird. Die Entleerung des Beckens erfolgt auch hier selbsttätig oder mittels Pumpwerk, je nach den topographischen Verhältnissen.

In der Praxis kommt es vor, dass der Vorfluter selbst nicht in der Lage ist, die volle Ueberfallwassermenge aufzunehmen, die bei einem Platzregen entlastet wird. In diesem Falle ist man genötigt, das Regenwasserbecken mit einem angebauten Rückhaltebecken zu kombinieren im Sinne von Bild 9.

Auch für diesen allgemeineren Fall wollen wir anschliessend die Gleichung des maximalen Stauinhaltes $J = (J_1 + J_2)$ ableiten; dabei wird J_1 von vornherein auf Grund einer bestimmten minimalen Aufenthaltszeit festgesetzt. In diesem Falle zerfällt der Füllvorgang in zwei Phasen mit folgenden Ueberschuss-Wassermengen:

1. Phase (Füllung Kammer I): $\Delta Q_1 = Q - q_1$ Füllzeit T_1
2. Phase (Füllung Kammer II): $\Delta Q_2 = Q - (q_1 + q_2)$ Füllzeit T_2

wobei q_1 = konstant (Pumpenleistung) und $q_2 = \frac{2}{3} q_v$ sind.

Der Ausdruck für den Gesamtinhalt $J = J_1 + J_2$ lautet alsdann:

$$(9) \quad J = \Delta Q_1 T_1 + \Delta Q_2 T_2 =$$

$$= \left[\frac{C}{T^\alpha} F - q_1 \right] T_1 + \left[\frac{C}{T^\alpha} F - (q_1 + q_2) \right] T_2 =$$

$$= C F T^{(1-\alpha)} - (q_1 + q_2) T + q_2 T_1$$

Die Füllzeit T_1 in Minuten ist ihrerseits durch den Ausdruck

$$(10) \quad T_1 = \frac{J_1}{\Delta Q_1} \frac{1000}{60} = \frac{1000 J_1}{60} \frac{1}{\frac{C}{T^\alpha} F - q_1}$$

gegeben, welcher in (9) eingeführt Gleichung (11) liefert.

$$(11) \quad J = C F T^{(1-\alpha)} - (q_1 + q_2) T + q_2 \frac{1000 J_1}{60} \frac{1}{\frac{C}{T^\alpha} F - q_1}$$

Um das Maximum dieser komplexen Funktion $J(T)$ zu ermitteln, setzen wir ihre erste Ableitung nach der Zeit gleich null, nämlich:

$$\frac{dJ}{dT} = (1 - \alpha) C F T^{-\alpha} - (q_1 + q_2) +$$

$$+ q_2 \frac{1000 J_1}{60} \frac{\alpha C F T^{-(\alpha+1)}}{C^2 F^2 T^{-2\alpha} - 2 q_1 C F T^{-\alpha} + q_1^2} = 0$$

Durch verschiedene Umformungen erhalten wir schliesslich eine implizite Funktion von der Form

$$(12) \quad A_1 T^{3\alpha} + A_2 T^{2\alpha} + A_3 T^{(2\alpha-1)} + A_4 T^\alpha + A_5 = 0$$

In dieser Gleichung (12), die sich leider nicht in eine explizite Form verwandeln lässt, haben die Konstanten A_1 bis A_5 folgende Bedeutung

$$A_1 = + (q_1 + q_2) q_1^2$$

$$A_2 = - C F [(1 - \alpha) q_1^2 + 2 (q_1 + q_2) q_1]$$

$$A_3 = - q_2 \frac{1000 J_1}{60} \alpha C F$$

$$A_4 = + C^2 F^2 [2 q_1 (1 - \alpha) + (q_1 + q_2)]$$

$$A_5 = - (1 - \alpha) C^3 F^3$$

Die Auflösung dieser Gleichung (12) ist weniger kompliziert, als es auf den ersten Blick erscheint. Wie für andere Probleme der Hydraulik müssen wir auch hier zunächst T schätzen und in Gleichung (12) einsetzen, bis diese erfüllt ist. Aus dem erhaltenen Wert für die massgebende Regendauer T_m ergibt sich alsdann die zugehörige Regenspende r_m und daraus der gesuchte max. Stauinhalt J_{max} .

Erfolgt die Entleerung der Kammer I mit freiem Gefälle, d.h. ohne Pumpe, so ist q_1 variabel und abhängig von der Stauhöhe H . In Anlehnung an unsere früheren Ausführungen

rungen müssen wir alsdann in Gl. 12 q_1 durch den Mittelwert $q_m = \frac{2}{3} q_{v1}$ ersetzen. Wir begehen hierbei einen geringfügigen Fehler, indem q_{v1} nicht erst nach T Minuten, sondern schon am Ende der Füllzeit T_1 erreicht wird. Da diese Ungenauigkeit sich im ungünstigen Sinne auswirkt, d. h. zu einem etwas zu grossen Stauraum führt, brauchen wir uns nicht daran aufzuhalten. Die Näherungsformel (12) gestattet also mit hinreichender Genauigkeit alle in der Praxis vorkommenden Fälle rasch und übersichtlich zu lösen.

IV. Rechenbeispiele

Zur Illustration des bisher Gesagten führen wir zwei numerische Beispiele aus der Praxis an:

a) Rückhaltebecken «Tschanzmatte»

Der Berechnung zugrundegelegte Regenspendelinie:

$$n = \frac{1}{10} \quad r = \frac{C}{T^\alpha} \quad C = 1460 \quad \alpha = 0,75$$

Einzugsfläche: total rd. 30 ha
reduziert $F = 6,5$ ha

Max. Abflussmenge, die in die Kanalisation Worbstrasse weitergeleitet werden darf

$$q_v = 100 \text{ l/s}$$

$$q_m = \frac{2}{3} q_v = 67 \text{ l/s}$$

Nach Gleichung (4a) und (5):

$$T_m = \left[\frac{(1-\alpha) C F}{q_m} \right]^{1/\alpha} = \left[\frac{0,25 \cdot 1460 \cdot 6,5}{67} \right]^{1,33} = 35,4^{1,33} = 117 \text{ min}$$

$$r_m = \frac{q}{(1-\alpha) F} = \frac{67}{0,25 \cdot 6,5} = 41,2 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$Q_m = 41,2 \cdot 6,5 = 268 \text{ l/s}$$

$$\Delta Q = Q_m - q_m = 268 - 67 = 201 \text{ l/s} = 12,1 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$J_{\text{erf}} = \Delta Q T_m = 12,1 \cdot 117 = 1410 \text{ m}^3$$

Resultat: Für $q_m = 67$ l/s wird der erforderliche Stauinhalt 1410 m³; er kann auf 1210 m³ vermindert werden, wenn der Ausfluss auf $q_m = 100$ l/s erhöht wird.

b) Rückhaltebecken Gemeinde W.-R., samt Regenwasserbecken

Einzugsgebiet: total rd. 30 ha
reduziert $F = 6,0$ ha

Der Berechnung zugrunde gelegte Regenspendelinie:

$$n = \frac{1}{5} \quad C = 1150 \quad \alpha = 0,725$$

Maximale Zuflussmenge zum Rückhaltebecken gemäss Listenrechnung:

$$Q_{\text{max}} = 6 \cdot 300 = 1800 \text{ l/s}$$

Festlegung der zulässigen Abflussmengen q_1 und q_2

Abflussmenge nach Kanalisation M. $q_{v1} = 60 \text{ l/s}$ $q_m = q_1 = 40 \text{ l/s}$

Abflussmenge nach dem Schwarzbach: $q_{v2} = 570 \text{ l/s}$ $q_m = q_2 = 380 \text{ l/s}$

$$\text{Total } q = (q_1 + q_2) = 420 \text{ l/s}$$

Bemessung der Kammer I (Regenwasserklärbecken)

Minimale Füllzeit = Durchflusszeit bei Q_{max} $T_{\text{min}} = 4 \text{ min}$

$$\Delta Q = 1800 - 40 = 1760 \text{ l/s} = 105,5 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$J_I = \Delta Q T_{\text{min}} = 105,5 \cdot 4 = 420 \text{ m}^3$$

Bestimmung der Konstanten

$$3\alpha = 2,175 \quad 2\alpha = 1,450 \quad (2\alpha - 1) = 0,45$$

$$\alpha = 0,725 \quad (1 - \alpha) = 0,275$$

$$A_1 = (q_1 + q_2) q_1^2 = 420 \cdot 1600 = 6,72 \cdot 10^5$$

$$A_2 = -CF[(1-\alpha)q_1^2 + 2q_1q] = -1150 \cdot 6[0,275 \cdot 1600 + 33600] = -2350 \cdot 10^5$$

$$A_3 = -q_2 \frac{1000 J_I}{60} \alpha C F = -380 \cdot \frac{1000}{60} \cdot 420 \cdot 0,725 \cdot 1150 \cdot 6 = -133000 \cdot 10^5$$

$$A_4 = C^2 F^2 [2q_1(1-\alpha) + q] = 132 \cdot 10^4 \cdot 36[80 \cdot 0,275 + 420] = 210000 \cdot 10^5$$

$$A_5 = -(1-\alpha) C^3 F^3 = -0,275 \cdot 152 \cdot 10^{10} \cdot 216 = -902000 \cdot 10^5$$

Nach Einführung der Konstanten und Kürzung lautet Gleichung (12):

$$(12) \quad T^{2,175} - 350 T^{1,45} - 19800 T^{0,45} + 31000 T^{0,725} = 134200$$

Ihre numerische Auflösung ergibt:

$$T_m = 14', \text{ woraus } r_m = \frac{C}{T^\alpha} = \frac{1150}{6,79} = 170 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Bestimmung des erforderlichen Stauinhaltes

Massgebender Zufluss $Q = r_m F = 170 \cdot 6 = 1020 \text{ l/s}$

1. Phase (Füllung des Regenwasserbeckens)

$$\Delta Q_1 = Q - q_1 = 1020 - 40 = 980 \text{ l/s} = 58,8 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$T_1 = J_I : \Delta Q_1 = 420 : 58,8 = 7,15 \text{ min}$$

$$T_2 = T - T_1 = 6,85 \text{ min}$$

2. Phase (Füllung des Rückhaltebeckens)

$$\Delta Q_2 = Q - q = 1020 - 420 = 600 \text{ l/s} = 36,0 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$J_{II} = \Delta Q_2 T_2 = 36,0 \cdot 6,85 = 246 \text{ m}^3$$

Erforderlicher Stauinhalt: $J = J_I + J_{II} = 666 \text{ m}^3$

Resultat: Unter den gemachten Voraussetzungen ist ein zweiteiliges Rückhaltebecken von $420 + 246 = 666 \text{ m}^3$ Nutzinhalt erforderlich. Es wird von solchen Regen voll ausgenutzt, die bei 14minütiger Dauer einmal in fünf Jahren vorkommen.

Setzen wir hingegen der Berechnung die ungünstigere Regenspendelinie mit der jährlichen Häufigkeit $n = 1/10$ zugrunde, so erhöht sich das Stauvolumen J auf 800 m^3 . Hierbei ist der 14-Minuten-Regen immer noch ausschlaggebend.

V. Schlussbemerkungen zum theoretischen Teil

Selbstverständlich erhebt obige Berechnungsmethode keinen Anspruch auf grosse Genauigkeit, da zu viele Faktoren unsicher oder kaum fassbar sind. Zudem haben wir bei der Ableitung gewisse Glieder vernachlässigt, die nicht in allen Fällen ganz belanglos sind. Die bedeutendste Vereinfachung haben wir indessen in der Annahme einer während der ganzen Regendauer T konstanten Abflussmenge Q getroffen. In Tat und Wahrheit trifft sie nicht zu. Erstens ist die Regenintensität innerhalb eines Regenfalles erfahrungsgemäss gewissen Unregelmässigkeiten unterworfen. Zweitens braucht es eine gewisse Anlaufzeit, bis der angenommene Regen sich voll auswirkt und im Bezugspunkt A den errechneten Zufluss Q liefert. Andererseits klingt die Abflussmenge nach dem Regen langsam ab, so dass An- und Auslaufzeit sich einigermaßen kompensieren. Jedenfalls ist der Abflussvorgang in der Natur ausgeglichener, als nach unserer vereinfachenden Annahme, was sich im Sinne einer Verminderung des erforderlichen Stauinhaltes auswirkt.

Da wir aber bei der üblichen Bemessung von Kanalisationsanlagen aus wirtschaftlichen Ueberlegungen nicht auf den allerungünstigsten Katastrophenfall abstellen, wird es immer wieder vorkommen, dass die angenommenen Berechnungsgrundlagen gelegentlich überschritten werden, was sich jeweils in einer Ueberlastung der betroffenen Bauwerke bemerkbar macht. Es ist demnach nur von Vorteil, wenn die angewandte Berechnungsmethode stille Reserven enthält.

Zum Schluss sei noch darauf hingewiesen, dass man selbstverständlich den gesuchten Wert für J_{max} auch graphisch ermitteln kann, indem man die Funktion $J(T)$ Punkt für Punkt aufträgt und auf diese Weise ihr Maximum ermittelt. Diese etwas einfachere Methode ist aber bedeutend zeitraubender, namentlich dann, wenn man den Einfluss einer Aenderung eines der Parameter n (C , α), F , q_1 und q_2 ermitteln will.

In diesem Zusammenhang sei noch erwähnt, dass im Bereiche des Maximums die Kurve $J(T)$ sehr flach verläuft, so dass es praktisch keinen Sinn hat, die massgebende Regendauer T_m nach Gleichung (5) oder (12) auf einen Bruchteil von Minuten zu bestimmen.