Trotzdem baute sich in dem verbleibenden Resteinzugsgebiet unterhalb der Talsperren bis zum Pegel Hohenrode eine Hochwasserwelle auf, die bei der Vorwelle am Vormittag des 3. Juni einen Spitzenabfluß von 7 m^3/s und bei der Hauptwelle am Morgen des 4. Juni eine Spitze von 33 m^3/s erreichte (Bild 7). Die Form der Welle ähnelt sehr der Zuflußwelle der Innerstetalsperre. Da beide Wellen verhältnismäßig breit sind, kann man davon ausgehen, daß durch die Talsperre der Abfluß in Hohenrode mehr als halbiert wurde. Trotzdem gehört der gemessene Spitzenwert zu den größten Hochwässern, die seit Beginn der Pegelmessungen an dieser Stelle registriert wurden. Hierbei waren die Innerste- und Granetalsperre durch ihre Abgaben nur mit zusammen 6 % beteiligt. Die Erhöhung der Talsperrenabgabe der Innerste auf 5 m^3/s bzw. 10 m^3/s erfolgte so spät, daß sich dies in Hohenrode nicht mehr abflußerhöhend ausgewirkt hat.

4 Einordnung

Wie sich an diesem Sommerhochwasser zeigt, können nicht nur Katastrophenniederschläge mit mehr als 100 mm in wenigen Stunden – wie sie im Harz schon wiederholt aufgetreten sind – oder mehrere Tage anhaltender Landregen, sondern auch zwei im Laufe von 24 Stunden aufeinanderfolgende Gewitterregen mit Niederschlagshöhen von 40–70 mm, wie sie örtlich im Harz fast jedes Jahr vorkommen, zu Spitzenhochwässern im Harz und Harzvorland führen. Das Besondere war an diesem Ereignis neben dem kurzen zeitlichen Abstand zwischen den Gewittern die außergewöhnliche räumliche Ausdehnung, so daß nicht nur fast der gesamte Harz, sondern auch noch große Teile des Harzvorlandes etwa gleichstark überregnet wurden.

Dies ist die Erklärung dafür, daß fast an allen Pegeln im Harzvorland neue Rekordabflußspitzen erreicht wurden (Tafel 3). Eine Ausnahme macht nur die Innerste. Hier ist aber zu berücksichtigen, daß das Hochwasser im Juni 1966 durch die Innerste- und Granetalsperre noch nicht reduziert werden konnte. Unter vergleichbaren Bedingungen wäre auch in Hohenrode die Abflußspitze im Sommer 1981 höher gewesen als im Sommer 1966.

Wenn auch im Harz im Gebiet von Radau und Ecker mit Abflußspenden von ca. 1700 l/s-km^2 neue Spitzenwerte erreicht wurden, sind im Sommer örtlich schon höhere Werte gemessen worden. Hier sind als Beispiel zu nennen das Juni-Hochwasser 1953 im Gebiet der Oker und das August-Hochwasser 1967 im Gebiet der Söse mit Abflußspenden von jeweils mehr als 2000 l/s-km^2 (Tafel 3). Auslöser hierfür waren jeweils Gewitterregen mit mehr als 100 mm in drei bis vier Stunden. Da hier aber nur kleine Teile des Harzes betroffen wurden, blieben die durch die Hochwässer verursachten Schäden weit unter denen des Jahres 1981.

Schrifttum

[1] Baur: Beilage zur Berliner Wetterkarte. SO 20/75 vom 24. 6. 1975.
[2] Tonn, R.: „Ungewöhnliche Hochwässer aus dem Harz." Neues Archiv für Niedersachsen, Band 31 Heft 2, Seite 113–125, Göttingen.
[3] Tonn, R.: „Das Märzhochwasser 1981 im Westharz." WASSER UND BODEN, Heft 12/81, S. 575–581.
[4] Monatlicher Witterungsbericht, Amtsblatt des Deutschen Wetterdienstes 29 (1981) Nr. 3–6.
[5] Schmidt, M.: „Talsperren im Westharz und ihre Aufgaben." WASSER UND BODEN, Heft 10/1967, S. 315–317.
[6] Schmidt, M.: „Die Hochwasserdämpfung durch die Mehrzwecktalsperren im Westharz." WASSER UND BODEN, Heft 12/1982.

Zusammenfassung

Das Hochwasser im Juni 1981 gehört im Harz und Harzvorland zu den größten Hochwässern der vergangenen Jahrzehnte. Anhand von Niederschlags- und Abflußmessungen werden Ursache und Verlauf dieses außergewöhnlichen Ereignisses erläutert. Die hochwasserdämpfende Wirkung der Talsperren mit ihren starken Auswirkungen auf das Harzvorland zeigt sich selbst für dieses extreme Ereignis.

Summary

Within the last decade the June flood of 1981 was one of the severest in the West Harz and its foothills. The cause and progress of the flood is explained by means of percipitation and run off measurements. Inspite of the extreme conditions prevailing at the time the dams came into effect as an instrument of flood relief to the foothills of the Harz.

Anschrift des Verfassers

Dipl.-Ing. Rainer Tonn, Leiter des Gewässerkundlichen Büros der Harzwasserwerke des Landes Niedersachsen, 3200 Hildesheim, Nikolaistraße 8b

Ein hydrologisches Näherungsverfahren für die Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Kreisrohren

G. EULER · DARMSTADT

A hydrological approximation method for the calculation of the wave sequence in a partially filled circular pipe

DK 532.542:532.59 [B2]

Rohrhydraulik – Wellen und Wellenbewegung

Pipe hydraulics – Waves and wave movement
Hydraulique des conduits – Ondes et mouvement des ondes

1 Einleitung

In einigen wasserbaulichen Fragestellungen ist es notwendig, den Ablauf, d. h. die aus Retentions- und Translationswirkungen resultierende Verformung einer Welle, in einem offenen Gerinne oder teilgefüllten Rohr zu berechnen. Speziell der Wellenablauf in Kreisrohren interessiert z. B. bei der Untersuchung von Kanalisationsnetzen, Gruppensammlern und langen Transportkanälen [1] sowie als Baustein in detaillierten Flußgebietsmodellen zur Bearbeitung verrohrter Gewässerstrecken [2].

Dieser instationär-hydraulische Vorgang des Wellenablaufs kann ausgehend von den Bilanzgleichungen für Masse und Energie durch die St. Venant'schen Gleichungen beschrieben werden [3]. Die iterative Lösung dieser gekoppelten partiellen Differentialgleichungen ist jedoch nicht unproblematisch und mit hohem rechnerischen Aufwand verbunden.

Daher wurden „hydrologische" Näherungsverfahren entwickelt, die auf der Kontinuitätsgleichung (Massenbilanz) und einer Volumen-Abfluß-Beziehung basieren. Diese Verfahren liefern bei geringem Rechenaufwand für viele der o. g. Fragestellungen durchaus Ergebnisse guter Genauigkeit, vorausgesetzt, die Parameter dieser „hydrologischen Modelle" werden vor dem physikalischen Hintergrund, den sie näherungsweise beschreiben sollen, sachkundig ermittelt.

Anlaß für die vorliegenden Ausführungen ist der in [4] angesprochene Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden für den Wellenablauf. Dabei fällt eine „hydrologische Berechnung", für die die Ansätze nicht dargestellt sind, sehr negativ auf.

Nachfolgend wird beispielhaft an dem im Flußgebietsmodell EGMOD [2] eingesetzten Verfahren zur Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Kreisrohren die sachgerechte Anwendung einer hydrologischen Methode beschrieben.

2 Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Kreisrohren auf der Basis des Kalinin-Miljukov-Verfahrens

2.1 Kurze Darstellung der Berechnungsmethode

Das in [5, 6] ausführlich beschriebene Kalinin-Miljukov-Verfahren zur näherungsweisen Berechnung des Wellenablaufs in offenen Gerinnen basiert auf folgendem Ansatz für die Volumen-Abfluß-Beziehung:

$$dV(t) = K(Q_a) \cdot dQ_a(t) \text{ in } m^3/s \qquad (1)$$

für einen Berechnungsabschnitt (Gerinneabschnitt) der Länge L

mit $V(t)$ in m^3 = Ganglinie des Volumens in L
$Q_a(t)$ in m^3/s = Ganglinie des Abflusses aus dem Abschnitt L
$K(Q_a)$ in s = (von Q_a abhängige) Retentionskonstante für den Abschnitt L

Dabei wird davon ausgegangen, daß sich L und $K(Q_a)$ aus den stationär-hydraulischen Abflußverhältnissen des Gerinnes, charakterisiert durch die stationäre Volumen-Abfluß-Beziehung V(Q) oder Abflußkurve Q(h) ableiten lassen.

Danach wird für die Berechnungslänge erhalten:

$$L(Q_a) = \frac{Q(h)}{J_w} \cdot \frac{dh}{dQ(h)} \text{ in m} \qquad (2)$$

mit $Q(h)$ in m^3/s = stationäre Abflußkurve des Gerinnes in L
h in m = mittlere stationäre Wassertiefe in L
J_w = Wasserspiegelgefälle längs L

Die Berechnungslänge wird Q-abhängig, muß jedoch zur praktischen Anwendung über den benötigten Durchflußbereich zu einen Wert L gemittelt werden [6].

Für die Retentionskonstante gilt

$$K(Q_a) = K(Q(h)) = L \cdot B(h) \cdot \frac{dh}{dQ(h)} \qquad (3)$$

mit $B(h)$ in m = mittlere Wasserspiegelbreite längs L

Nach Einsetzen der Beziehung (1) in die Kontinuitäts- (oder Retentions-)Gleichung

$$Q_z(t) - Q_a(t) = \frac{dV(t)}{dt} \text{ in } m^3/s \qquad (4)$$

mit $Q_z(t)$ in m^3/s = Ganglinie des Zuflusses in dem Abschnitt L

und Lösen der dann vorliegenden Differentialgleichung wird die Arbeitsgleichung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens erhalten (siehe Bild 2):

$$Q_{ai+1} = Q_{ai} + (Q_{zi} - Q_{ai}) \cdot C_1 + (Q_{zi+1} - Q_{zi}) \cdot C_2 \qquad (5)$$

$$\text{mit } C_1 = 1 - e^{-\Delta t/K} \qquad C_2 = 1 - \frac{K}{\Delta t} \cdot C_1$$

Bei der Herleitung dieser Gleichung wurde für die Zuflußganglinie $Q_z(t)$ davon ausgegangen, daß sie in diskreten Abständen Δt durch Ordinatenwerte Q_{zi} gegeben ist, und daß sich der Zufluß während Δt jeweils linear ändert.

Für die Retentionskonstante kann entweder ein gemittelter Wert K eingesetzt oder genauer die nach Gleichung (3) gegebene Q-Abhängigkeit berücksichtigt werden [3].

Für das Zeitintervall Δt sollte möglichst die Bedingung $\Delta t \leq K$ eingehalten werden, doch bleibt auch bei $\Delta t > K$ der Fehler noch in vertretbaren Grenzen, solange die Zuflußganglinie mit diesem Δt genügend genau als Polygonzug beschrieben werden kann.

Die Arbeitsgleichung (5) beschreibt den Wellenablauf über einen Abschnitt L. Bei Wellenablauf über längere Gerinnestrecken Lg sind entsprechend dem Verhältnis $n = Lg/L$ mehrere Berechnungen hintereinander durchzuführen. Dabei kann zur Unterteilung der gesamten Strecke Lg von dem nach Gleichung (2) ermittelten Wert L abgewichen und eine Berechnungslänge $L^* \lesseqgtr L$ gewählt werden. Diese darf jedoch möglichst nicht mehr als ca. 20 % von L abweichen und eher kleiner als größer gewählt werden.

2.2 Bestimmung der Parameter L und K für den Wellenablauf in teilgefüllten Kreisrohren

Zur Anwendung des oben beschriebenen Verfahrens zur Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Rohren bei nicht rückgestautem Abfluß können die Parameter ausgehend von den Gleichungen (2) und (3) anhand der Teilfüllungskurve und der Querschnittsgeometrie des Kreisrohres abgeleitet werden. Hier wird nicht die Q_a-Abhängigkeit erfaßt, sondern es werden näherungsweise mittlere Parameterwerte bestimmt.

Aus der in Bild 1 dargestellten normierten Abflußkurve $Q(h)/Q_v = f(h/D)$ und der Beziehung $B(h)/D = f(h/D)$ sind näherungsweise folgende über den gesamten Durchflußbereich gemittelte Werte abzuschätzen:

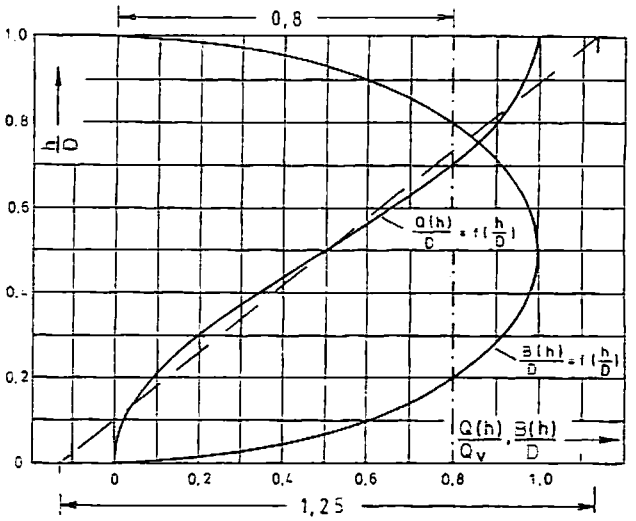

Bild 1 Teilfüllungskurve und Spiegelbreite für Kreisrohre

$$\overline{Q(h)} \approx \frac{Q_v}{2}; \quad \frac{dh}{dQ(h)} \approx \frac{D}{1{,}25 \cdot Q_v}; \quad B(h) \approx 0.8 \cdot D \qquad (6)$$

sowie aus der Annahme „nicht rückgestauter Abfluß": $J_w = J_s$

Damit wird für die Parameter erhalten:

$$L = \frac{Q_v}{2} \cdot \frac{1}{J_s} \cdot \frac{D}{1{,}25 \cdot Q_v} = \frac{1}{2{,}5} \cdot \frac{D}{J_s} = 0{,}4 \cdot \frac{D}{J_s} \text{ in m} \qquad (7)$$

$$K = L \cdot 0{,}8 \cdot D \cdot \frac{D}{1{,}25 \cdot Q_v} = 0{,}64 \cdot L \cdot \frac{D^2}{Q_v} \text{ in s} \qquad (8)$$

mit D in m = Kreisrohrdurchmesser
J_s = Sohlgefälle des Rohres
Q_v in m^3/s = scheitelvolle Abflußleistung des Rohres, z. B. aus Tabellenbüchern [7]

Geringes Sohlgefälle bedingt nach Gleichung (7) lange Berechnungsabschnitte L, für die der nach Abschnitt 2.1 angenommene lineare Spiegelverlauf (während des Wellenablaufs) nicht vorhanden ist. Daher nimmt die Ergebnisgenauigkeit des Verfahrens mit kleiner werdendem Gefälle ab [6]. Für teilgefüllte Kreisrohre haben sich maximale Berechnungslängen von 200 bis 300 m als noch zulässig erwiesen, die auch praktisch nur in extremen Fällen überschritten werden. Wird nach Gleichung (7) ein Wert $L > 300$ m erhalten, so kann mit einer angenommenen Länge $L^* = 200$ bis 300 m (abgestimmt auf Lg) der Retentionsparameter K^* aus Gleichung (8) abgeschätzt und noch eine relativ genaue Wellenablaufberechnung durchgeführt werden.

3 Beispiele für die Berechnung des Wellenablaufs

Die folgenden drei Beispiele (in Anlehnung an [4]) zeigen die Anwendung des vorgestellten hydrologischen Verfahrens. Als Zuflußganglinie $Q_z(t)$ wird die in Bild 2 wiedergegebene Dreieckswelle angesetzt mit $\Delta t = 1$ min Intervallbreite.

1. Beispiel: Kreisrohr, Länge Lg = 1500 m, freier Ausfluß

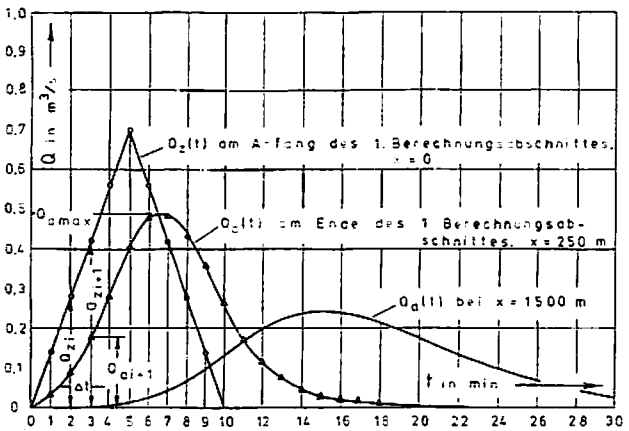

Bild 2 Zuflußganglinie $Q_z(t)$ und Abflußganglinien $Q_a(t)$ zu Beispiel 3

D = 1,0 m, Rauhheit k_b = 1,0 mm, Sohlgefälle J_s = 2‰

Q_v = 1103 m³/s aus [7]

Parameter: L = 0,4 · 1,0/0,002 = 200 m, Lg/L = 7,5

gewählt: n = 8 Berechnungsabschnitte L* = 1500/8 = 187,5 m

K = 0,64 · 187,5 · 1,0²/1,103 = 108,79 s = 1,81 min (> Δt)

$C_1 = 1 - e^{-1/1,81} = 0,4245$

$C_2 = 1 - \frac{1,81}{1} \cdot 0,4245 = 0,2317$

Die Ergebnisse der Berechnung des Wellenablaufs nach Gleichung (5) sind in Tabelle 1 enthalten, und die Abminderung des Spitzenabflusses über den Fließweg x ist in Bild 3 dargestellt.

2. Beispiel: Kreisrohr, Länge Lg = 1500 m, freier Ausfluß

D = 1,0 m, Rauhheit k_b = 1,0 mm, Sohlgefälle J_s = 1‰

Q_v = 0,777 m³/s aus [7]

Parameter: L = 0,4 · 1/0,001 = 400 m > 300 m

gewählt: L* = 250 m, n = Lg/250 = 6 Abschnitte

K = 0,64 · 250 · 1²/0,777 = 205,92 s = 3,43 min (> Δt)

C_1 = 0,2529; C_2 = 0,1326

Ergebnisse des Wellenablaufs siehe Tabelle 1 und Bild 3.

Tafel 1 Ergebnisse der Wellenablaufberechnungen

t	$Q_z(t)$	1. Beispiel x = 187,5 =		2. Beispiel x = 250 =		3. Beispiel x = 250 =	
		x = 1500 =		x = 1500 m		x = 1500 m	
		$Q_a(t)$	$Q_a(t)$	$Q_a(t)$	$Q_a(t)$	$Q_a(t)$	$Q_a(t)$
min	m³/s	m³/s		m³/s		m³/s	
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,140	0,032	0	0,019	0	0,025	0
2	0,280	0,110	0	0,068	0	0,090	0
3	0,420	0,215	0	0,140	0	0,179	0,001
4	0,560	0,334	0,001	0,229	0	0,286	0,004
5	0,700	0,462	0,002	0,332	0,001	0,404	0,011
6	0,560	0,531	0,004	0,406	0,002	0,479	0,023
7	0,420	0,511	0,009	0,427	0,004	0,481	0,041
8	0,280	0,440	0,019	0,406	0,008	0,433	0,067
9	0,140	0,360	0,034	0,356	0,013	0,357	0,098
10	0	0,223	0,055	0,283	0,021	0,258	0,133
11	0	0,128	0,082	0,211	0,032	0,171	0,167
12		0,074	0,115	0,158	0,046	0,115	0,197
13		0,043	0,150	0,118	0,061	0,075	0,220
14		0,025	0,184	0,088	0,078	0,049	0,235
15		0,014	0,215	0,066	0,096	0,033	0,241
16		0,008	0,239	0,049	0,113	0,022	0,239
18		0,003	0,259	0,028	0,143	0,010	0,216
20		0,001	0,243	0,015	0,163	0,004	0,179
22		0,000	0,203	0,009	0,173	0,002	0,139
24		0	0,154	0,005	0,169	0,001	0,103
26	0	0	0,108	0,003	0,157	0,000	0,073

3. Beispiel: Kreisrohr, Gesamtlänge Lg = 1500 m, freier Ausfluß

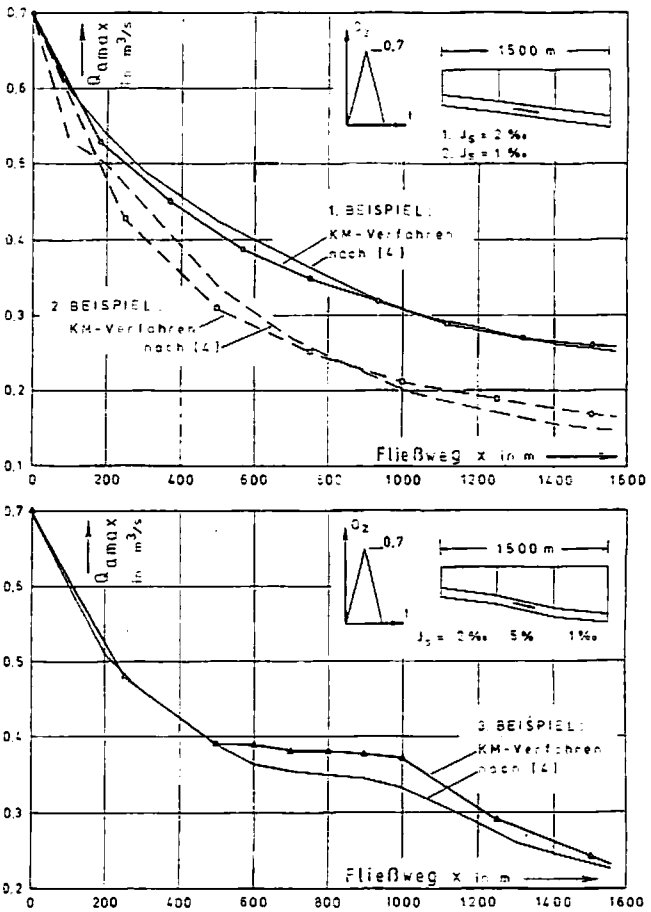

Bild 3 Abminderung des Spitzenabflusses längs des Fließweges x

D = 1,0 m, Rauheit k_b = 1,0 mm

Parameter: Abschnitt 1 : x = 0 bis 500 m : J_s = 2‰, Q_v = 1,103 m³/s

L = 200 m, gewählt L* = 250 m, n = 2

K = 145,06 s = 2,42 min (> Δt)

C_1 = 0,3385; C_2 = 0,1809

Abschnitt 2: x = 500 bis 1000 m : J_s = 5 %, Q_v = 5,545 m³/s

L = 8 m, gewählt L* = 10 m, n = 50

K = 1,2 s = 0,02 min (< Δt)

C_1 = 1,0; C_2 = 0,98

Abschnitt 3: x = 1000 m bis 1500 m: J_s = 1‰, Q_v = 0,777 m³/s

L = 400 m, gewählt L* = 250 m, n = 2

K = 205,92 s = 3,43 min (> Δt)

C_1 = 0,2529; C_2 = 0,1326

Ergebnisse des Wellenablaufs siehe Tabelle 1 sowie Bild 2 und 3.

In Bild 3 sind neben der hier erhaltenen Abminderung der Spitzenabflüsse über den Fließweg x auch die in der o.g. Vergleichsuntersuchung erhaltenen Ergebnisse eines hydraulischen Berechnungsverfahrens dargestellt. Dieses baut auf den vollständigen St. Venant'schen Gleichungen (ohne Vernachlässigung von Beschleunigungstermen) auf und dürfte die tatsächlichen hydraulischen Verhältnisse am genauesten wiedergeben.

Es zeigt sich, daß das hier vorgestellte hydrologische Berechnungsverfahren mit einer sehr einfachen Parameterschätzung geeignet ist, den Wellenablauf in teilgefüllten Kreisrohren mit einer in vielen Anwendungsfällen durchaus ausreichenden Genauigkeit zu beschreiben. Eine Verbesserung dürfte sich noch durch Berücksichtigung der Q_z-Abhängigkeit der Retentionskonstanten nach Gleichung (3) anstelle des hier angesetzten Mittelwertes nach Gleichung (8) erreichen lassen.

Schrifttum

[1] Elektronische Berechnung von Rohr- und Gerinneströmungen, Lehrgangs-Symposium, Nürnberg 1972.
[2] T. Brandt: Ein Niederschlag-Abfluß-Modell für ein dicht besiedeltes Einzugsgebiet, Beispiel Körsch, 13. DVWK-Fortbildungslehrgang für Hydrologie „Stadthydrologie", Bad Herrenalb 1981.
[3] G. Euler, A. Koussis: Berechnung von Hochwasserabläufen mit Näherungsverfahren und ihre Anwendung, Wasserwirtschaft, Heft 8, 1973.
[4] R. Meierjohann: Vergleichende Untersuchung von Kanalnetzberechnungen, Bericht über zwei DVWK-Untersuchungen, 13. DVWK-Fortbildungslehrgang für Hydrologie, „Stadthydrologie", Bad Herrenalb 1981.
[5] H. J. Rosemann, J. Vedrahl: Das Kalinin-Miljukow-Verfahren zur Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen, Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde München, Heft 6, 1971.
[6] G. Euler: Anwendung des Kalinin-Miljukow-Verfahrens, 5. DVWK-Fortbildungslehrgang für Hydrologie, Barsinghausen, 1973.
[7] O. Kirschmer: Tabellen zur Berechnung von Entwässerungsleitungen, Straßenbau, Chemie und Technik, Verlagsgesellschaft mbH, Heidelberg 1966.

Zusammenfassung

Es wird die sachgerechte Anwendung einer hydrologischen Methode (nach Kalinin-Miljukov) zur Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Kreisrohren bei nicht rückgestautem Abfluß dargestellt. Nach einer kurzen Beschreibung von Grundlagen, Ansätzen und Arbeitsgleichung dieses Verfahrens werden die Parameter Berechnungslänge L und Retentionskonstante K aus der normierten Teilfüllungskurve und der Querschnittsgeometrie abgeleitet. Danach sind L und K in Abhängigkeit von Rohrdurchmesser, Sohlgefälle und Vollfüllungsabflußleistung darstellbar. Anhand von drei Beispielen wird die Parameter- und Wellenablaufberechnung demonstriert. Es zeigt sich im Vergleich mit einem auf den vollständigen St. Venant'schen Gleichungen basierenden hydraulischen Berechnungsverfahren, daß die vorgestellte hydrologische Methode mit einer sehr einfachen Parameterschätzung geeignet ist, den Wellenablauf in teilgefüllten Kreisrohren mit einer in vielen praktischen Fällen völlig ausreichenden Genauigkeit zu beschreiben.

Summary

The appropriate application of a hydrological method (acc. to Kalinin-Miljukov) to calculate the wave sequence in a partially filled circular pipe without back water is demonstrated. Following the general description of the basics and equations, the parameters calculated length L and retention constant K are derived from the standard filling diagram of a partially filled pipe and from the geometric cross section of the pipe. As a result, L and K can be determined in dependency to pipe diameter, inclination of pipe and runoff capacity of a filled pipe. The calculation of the parameters and wave sequence is demonstrated with three examples. A comparison with a hydrological calculation method based on the total St. Venant equation reveals, that the introduced method with its simple determination of parameters is quite capable of producing sufficiently exact results of wave sequences in partially filled pipes.

Anschrift des Verfassers

Prof. Dr.-Ing. Georg Euler, Institut für Wasserbau, Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Hydraulik, TH Darmstadt, Petersenstraße 13, 6100 Darmstadt

AKTUELLE INFORMATION

Veranstaltungen · Industrieschau · Recht und Verwaltung · Persönliches
Wissenschaft und Praxis · Veröffentlichungen

Veranstaltungskalender

Februar 1983

17. 2. Freiburg: Hydrologisches Kolloquium „Wasser- und Stoffhaushalt landwirtschaftlich genutzter Einzugsgebiete in Niedersachsen" (Geographisches Institut I der Universität, Lehrstuhl für Geographie und Hydrologie, Werderring 4, 7800 Freiburg, Tel. 07 61/2 03 44 41).

21. 2.–23. 2. Aachen: Symposium „Lagerung und Transport wassergefährdender Stoffe", veranstaltet vom Beirat LTwS beim Bundesminister des Inneren und dem Forschungsinstitut für Wassertechnologie (FiW) an der RWTH Aachen (FiW, Mies-van-der-Rohe-Str. 17, 5100 Aachen, Tel. 02 41/80 68 25; vgl. Notiz in WuB 11/1981, S. 517).

21. 2.–25. 2. Düsseldorf: ENVITEC '83 –Technik im Umweltschutz – Internationale Fachmesse und Kongreß (Düsseldorfer Messegesellschaft, Postfach 32 02 03, 4000 Düsseldorf 30, Tel. 02 11/4 56 01.

21. 2.–24. 2. Essen: 88. Klärfacharbeiter-Kurs (Abwassertechnische Vereinigung, Markt 71, 6205 St. Augustin 1, Tel. 0 22 41/2 40 21-24).

22. 2.–24. 2. Paris: Seminar über Oberflächenabdichtung von Becken, Talsperren und Kanälen (D. Loudiere, CEMAGREF B.P. 121 Parc de Tourvoie 92164 Antony CEDEX – France – Tel. 6 66 21 07).

24. 2. München/Neubiberg: Wasserwirtschaftliches Kolloquium „Untersuchungen über Leistung und Wirtschaftlichkeit von Kläranlagen" (Hochschule der Bundeswehr, Werner-Heisenberg-Weg 39, 8014 Neubiberg, Tel. 0 89/60 04-34 93).

24. 2.–25. 2. Wuppertal: Seminar „Abwasser- und Recycling-Technik in der Metallindustrie" (Technische Akademie Wuppertal, Postfach 10 04 09, 5600 Wuppertal 1, Tel. 02 02/7 49 51).

26. 2.– 2. 3. Frankfurt: Internationale Frankfurter Messe (Messe- und Ausstellungs GmbH, Postfach 97 01 26, 6000 Frankfurt, Tel. 06 11/77 00 81.

27. 2.– 3. 3. Jeddah/Saudi-Arabien: Wasser-Technologie-Ausstellung (G. Arnold Teesing B. V., Prof. Tulpstraat 17, 10 18 GZ Amsterdam, The Netherlands, Tel. 00 31 20/26 36 15).

28. 2. Wuppertal: Seminar „Die Regelung der Abwasserbeseitigung" (wie 24. 2.–25. 2.).

28. 2.– 1. 3. Ostfildern: Seminar „Erzeugung von Reinstwasser" (Technische Akademie Esslingen, Postfach 12 69, 7302 Ostfildern 2 – Nellingen –, Tel. 07 11/34 20 26).

28. 2.– 1. 3. Wuppertal: Seminar „Emissions- und Immissions-Probleme beim Betrieb von Kläranlagen" (wie 24. 2.–25. 2.).

28. 2.– 3. 3. Essen: Seminar „Der Betriebsbeauftragte für Abfall (Haus der Technik, Postfach 10 15 43, 4300 Essen 1, Tel. 02 01/1 80 31).

28. 2.– 4. 3. Stuttgart: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik „Abflußmessung in offenen Gerinnen" (DVWK, Gluckstr. 2, 5300 Bonn 1, Tel. 02 28/63 14 46).

März 1983

März Friedberg: Lehrgang (2 Tage) des BWK-LV Hessen „Pumpen- und Maschinentechnik im Wasserwesen" (Erich Schlitt, Tepler Str. 34, 6360 Friedberg, Tel. 0 60 31/50 00).

1. 3.– 4. 3. Wien: 5. u. 6. Seminar Abfallwirtschaft „Gütekriterien für Müllkompost – die ÖNORM S 2022" und „Die Entsorgung gefährlicher Sonderabfälle" (Inst. f. Wassergüte und Landschaftswasserbau, Karlsplatz 13, A-1040 Wien, Tel. 00 43 02 22/56 01-31 37).

2. 3.– 4. 3. München: WAT '83 – Wasserfachliche Aussprachetagung (DVGW, Frankfurter Allee 27–29, Postfach 52 40, 6236 Eschborn 1, Tel. 0 61 96/4 40 59).

6. 3.–11. 3. Philadelphia, Pennsylvania/USA: Int. Konferenz über die Beseitigung gefährlicher Abfälle (ASTM, 1916 Race Street, Philadelphia, Pennsylvania 19103, USA, Attn.: Don Viall; Tel. 2 15/2 99-55 46; Telex 7 10-6 70-10 37).

7. 3.– 8. 3. Stuttgart: 58. Siedlungswasserwirtschaftliches Kolloquium „Weitergehende Abwasserreinigung – Leistungssteigerung bestehender Abwasserreinigungsanlagen" im Hörsaal H1 der Universität, Keplerstr. 17 (Dipl.-Ing. Besemer, Institut für Siedlungswasserbau, Bandtäle 1, 7000 Stuttgart 80 –Büsnau–, Tel. 07 11/6 85 54 25).

7. 3.– 8. 3. Wuppertal: Seminar „Grundsätze der Vergabe öffentlicher Bauaufträge" (wie 24. 2.–25. 2.).

7. 3.– 8. 3. Dubai / Vereinigte Arabische Emirate: 2. Arabische Wasser-Technologie-Konferenz (Miss Y Ketley, Arab Water Technology Conference, Room 204, Queensway