

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101 (1983)
Heft: 10

Artikel: Die Simulation instationärer Abflüsse in offenen Kanälen
Autor: Giezendanner, Walter
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-75096>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

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

Die Simulation instationärer Abflüsse in offenen Kanälen

Von Walter Giezendanner, Genf

Die Betrachtung instationärer Zustände in Oberflächengewässern wird unumgänglich, wenn diese Zustände wichtige wirtschaftliche Auswirkungen haben, was z. B. der Fall ist beim Durchgang einer Hochwasserwelle in einem natürlichen Gerinne (Überschwemmungen) oder bei den Wasserspiegelschwankungen infolge Betätigung eines Regulierorganes oder auch beim Betrieb von langen Bewässerungskanälen (Bemessung der Kanäle und eventuell nötiger Reservoire). Besonders im letzten Fall können instationäre Zustände massgebend werden, wenn die Belieferung oder die Entnahme aus dem Kanal schwankt, da dieser infolge seiner Länge nur verzögert reagiert (hydraulische Antwortzeit).

Das im folgenden beschriebene Verfahren beruht auf der Charakteristikenmethode, wird aber dadurch relativ einfach gehalten, dass ein konstanter Zeitschritt gewählt wird (hybride Methode) und dass von Abschnitt zu Abschnitt die Gerinnequerschnittsfläche nur wenig ändert. Diese Voraussetzungen treffen sowohl für künstliche Kanäle als auch für einigermaßen «regelmässige» Flussläufe zu. Das Verfahren kann zudem leicht so programmiert werden, dass beliebig viele Kontrollquerschnitte (Überfälle, hydraulisch- oder mechanisch gesteuerte Schützen, Pumpstationen usw.) berücksichtigt werden können.

Je nachdem, ob man in der Betrachtung des instationären Abflusses die Kontinuitätsgleichung und eine Speicher-Abfluss-Beziehung oder die Kontinuitäts- und die Bewegungsgleichung verwendet, spricht man von hydrologischen oder hydraulischen Verfahren. Eine allgemeine Beschreibung dieser Verfahren und ihrer Vor- und Nachteile sowie Literaturhinweise sind in [1] zu finden.

Unter den hydraulischen Verfahren seien namentlich erwähnt: Die impliziten und die expliziten Differenzenverfahren [1, 2] sowie das Charakteristikenverfahren [2, 3, 4]. Das letzte wird mit Erfolg für die Simulation von Dammbrüchen angewendet, da es eine gute Erfassung der Fortpflanzung der Wellenfronten und die Berücksichtigung einer komplizierten Gerinnegeometrie gestattet. Auf der anderen Seite kann die Berechnung sehr aufwendig werden.

Im folgenden wird für ein vereinfachtes Verfahren die Berechnungsmethode hergeleitet, ein Programm skizziert und anschliessend mit zwei Beispielen der Anwendungsbereich gezeigt.

Grundlagen der Hybriden Methode der Charakteristiken

Für die Simulation des instationären Abflusses wird von der Gleichung von Saint Venant (Bewegungsgleichung) und der Kontinuitätsgleichung ausgegangen:

$$(1) \frac{dy}{dx} + \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dx} + \frac{1}{g} \cdot \frac{dv}{dt} + S_f - S_0 = 0$$

$$(2) B \cdot \frac{dy}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0$$

Es bedeuten:

- y Wassertiefe
- x Ortsparameter
- g Erdbeschleunigung
- v mittlere Wassergeschwindigkeit
- t Zeit

- S_f Reibungsgefälle
- S_0 Sohlenneigung
- B Breite des Gerinnes (Wasser Oberfläche)
- Q Abflusswassermenge
- c Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Störung im Kanal
- F benetzte Querschnittsfläche

Mit Hilfe von Umformungen von (1) und (2) kann man zeigen, dass es in der x-y-Ebene Kurven γ^+ und γ^- gibt, für die gilt:

$$(3) \gamma^+: dx - (v+c) \cdot dt = 0$$

$$(4) \gamma^-: dx - (v-c) \cdot dt = 0$$

Auf diesen Kurven, Charakteristiken genannt, werden die Beziehungen zwischen Wassertiefe und Geschwindigkeit recht einfach:

$$(5) dv + \frac{g}{c} \cdot dy + \left(g(S_f - S_0) + \frac{v \cdot c}{F} \frac{(\partial F)}{dx} \right) \cdot dt = 0$$

$$(6) dv - \frac{g}{c} \cdot dy + \left(g(S_f - S_0) - \frac{v \cdot c}{F} \frac{(\partial F)}{dx} \right) \cdot dt = 0$$

Diese beiden Gleichungen enthalten die beiden Unbekannten v und y und werden an jedem Berechnungspunkt angewandt. Ein Rechenschritt in der x-t Ebene ist in Bild 1 dargestellt.

Die Neigung der durch den Punkt P gelegten Charakteristiken γ^+ und γ^- ist von v und c abhängig. Die Charakteri-

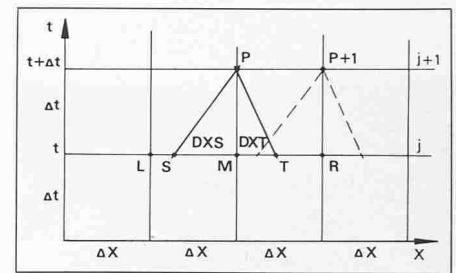


Bild 1. Bezeichnungen in der x-t Ebene.

- L, M, R: Berechnungspunkte mit bekanntem y, v
- S, T: Berechnungspunkte mit y, v interpoliert aus den Werten von y, v in den Punkten L, M, R
- P: Neuer Berechnungspunkt mit gesuchtem y, v

stiken schneiden die durch die bekannten Punkte L, M, R gehende Linie in den Punkten S und T, deren Wassertiefe und Geschwindigkeit (y und v) aus den bekannten Werten in L, M und R interpoliert werden.

Mit den Bezeichnungen

$$dv = v_p - v_s \text{ bzw. } dv = v_p - v_T$$

$$dx = x_p - x_s \text{ bzw. } dx = x_p - x_T$$

$$dy = y_p - y_s \text{ bzw. } dy = y_p - y_T$$

wird:

$$(7) \text{ DXS} = x_p - x_s = \frac{1}{2} (v_p + v_s + c_p + c_s) \cdot dt$$

$$(8) \text{ DXT} = x_p - x_T = \frac{1}{2} (v_p + v_T - c_p - c_T) \cdot dt$$

Diese Gleichungen ermöglichen, die Punkte S und T zu lokalisieren und die Werte v_s, v_T, y_s, y_T, c_s usw. zu interpolieren:

$$v_T = v_M + \text{DXT} \cdot \left(\frac{v_M - v_R}{x_M - x_R} \right)$$

$$y_T = y_M + \text{DXT} \cdot \left(\frac{y_M - y_R}{x_M - x_R} \right)$$

usw.

Mit (5) und (6) ergibt sich auch:

$$(9) v_p - v_s + \frac{2g}{c_p + c_s} \cdot (y_p - y_s) + \frac{1}{2} \cdot (g(S_{fp} + S_{fs} - S_{0p} - S_{0s})) \cdot dt = 0$$

$$(10) v_p - v_T - \frac{2g}{c_p + c_T} \cdot (y_p - y_T) + \frac{1}{2} \cdot (g(S_{fp} + S_{fT} - S_{0p} - S_{0T})) \cdot dt = 0$$

$(\partial F / \partial x)$ kann bei annähernd prismatischen Kanalprofilen vernachlässigt werden. Mit den Abkürzungen:

$$A = 2 \cdot g / (c_p + c_s)$$

$$B = \frac{g \cdot dt}{2} \cdot (S_{fp} + S_{fs} - 2 \cdot S_0)$$

$$C = 2 \cdot g / (c_p + c_T)$$

$$D = \frac{g \cdot dt}{2} \cdot (S_{fp} + S_{fT} - 2 \cdot S_0)$$



Bild 2. Prismatischer Bewässerungskanal mit einem «Entenschnabel»-Überfall. Solche Überfälle repräsentieren auf einfache Weise das Prinzip der Regulierung des Kanals nach dem Oberwasserspiegel

Randbedingungen

Ein Kanal kann aus einem Reservoir (See) auslaufen oder aber darin einmünden. Er kann auch durch Pumpen beliefert oder entleert werden. Er kann ferner mittels Überfällen (Bild 2) oder Schützen in Abschnitte unterteilt sein (Kontrollquerschnitte). Diese Schützen können gesteuert sein in Funktion des Oberwasserspiegels, des Unterwasserspiegels oder eines anderen Parameters. Alle diese Möglichkeiten können in zwei Gruppen unterteilt werden:

- a) Solche, bei denen die Wassermenge gegeben ist und die Wassertiefe berechnet werden muss (z. B. Überfälle, Pumpstationen, hydraulische Schützen).
- b) Solche, bei denen der Wasserspiegel oder die Energiehöhe bekannt sind und die Wassermenge berechnet werden muss (Einmündung oder Auslauf bei Seen)

Am Rand steht somit eine bekannte Wassermenge oder Energielinienhöhe sowie eine Beziehung zwischen y und v auf einer Charakteristik zur Verfügung. Letztere ergibt:

für den Fall a):

$$y_p = \frac{v_s - v_p - B}{A + y_s}$$

(Ende eines Abschnitts)

für den Fall b):

$$v_p = C \cdot (y_p - y_T) - D + v_T$$

(Anfang eines Abschnitts)

Die Abkürzungen A, B, C und D sind dieselben wie für Gleichung (11) und (12). Diese Gleichungen sind nichts anderes als die Auflösung der am Rand, nur auf einer Charakteristik zur Verfügung stehenden Beziehungen (11) und (12) nach der einen Unbekannten. Die andere Unbekannte, v_p in Fall a) oder y_p im Fall b) muss aus den Randbedingungen ermittelt werden, z. B.

$$v_p = \frac{Q_p}{F_p}, F_p = f(y_p),$$

Q_p = gepumpte Wassermenge
 F_p = benetzte Fläche

Organisation der Berechnung

Ein Kanal ist meist durch Schützen oder Überfälle in natürliche Abschnitte unterteilt. Diese Abschnitte werden für die Berechnung nochmals mittels «Berechnungspunkten» in unter sich gleich grosse Abschnitte dx unterteilt (praktische Grössenordnung 100–1000 m). Der Koeffizient aus dieser Länge und dem gewählten Zeitschritt dx/dt sollte grösser sein als $(v+c)$, diesem Ausdruck aber auch möglichst nahe kommen.

Die Berechnungspunkte werden in einer Richtung durchgehend nummeriert, wobei den Kontrollquerschnitten (Schützen, Überfälle, usw.) zwei am gleichen Ort lokalisierte Berechnungspunkte zugeschrieben werden, zur Darstellung der ober- und unterwasserseitigen Verhältnisse an diesen Punkten (Bild 3).

Zu Beginn der Berechnung werden die Anfangsbedingungen, v_0, y_0 für alle Punkte und zur Zeit $t = 0$ eingegeben oder berechnet. Darauf können mit den zuvor hergeleiteten Beziehungen die Werte v_1, y_1 zum Zeitpunkt $t = 0 + dt$ sukzessive vom Anfang des Kanals bis zum Ende berechnet werden, wobei an den Kontrollquerschnitten und am Anfang und am Ende die Randbedingungen gelten. Ein vereinfachtes Flussdiagramm wird in Bild 4 gezeigt.

Da sowohl in den Bedingungen am Anfang eines Abschnitts wie auch in der Mitte dieselben Parameter gebraucht werden (z. B. A, B, C usw.) können diese in Unterprogrammen ausgerechnet werden. Das gilt auch für die Interpolation der Werte v_T, v_S, y_T , usw., während z. B. geometrische Grössen sowie der Reibungskoeffizient und die Ausbreitungsgeschwindigkeit mit Vorteil als Funktionen (der gerade herrschenden Wassermenge und Wassertiefe) programmiert werden.

Zwei Anwendungsbeispiele

Die zwei folgenden Beispiele sollen die Bedeutung der Berechnung der instationären Abflüsse veranschaulichen.

Im ersten Beispiel wird eine Flussstrecke von 700 m Länge betrachtet, die den Ausfluss aus einem See bildet und am unteren Ende durch Turbinen und Schützen regulierbar ist. Die Flussstrecke (ein einziger Abschnitt) ist mit fünf Berechnungspunkten in vier Berechnungsabschnitte unterteilt. An diesem einfachen Beispiel soll die mögliche Grössenordnung der Schwingungen sowie der Einfluss verschiedener Parame-

erhält man:

$$(11) \quad y_p = \frac{v_s - v_T + y_s \cdot A + y_T \cdot C - B + D}{A + C}$$

$$(12) \quad v_p = \frac{v_s \cdot C + v_T \cdot A - B \cdot C - D \cdot A + A \cdot C \cdot (y_s - y_T)}{A + C}$$

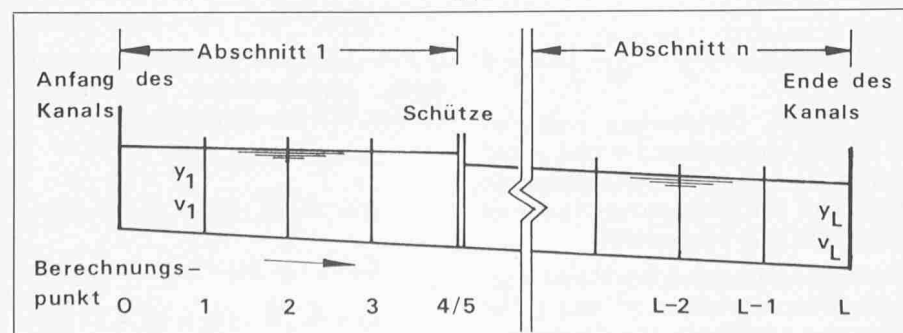
Diese Gleichungen sind nicht explizit, da in A, B, C und D noch S_{fp} und c_p vorkommen, die ihrerseits v_p und y_p enthalten. Es wird deshalb eine Iteration notwendig, die darin besteht, in einem ersten Schritt sowohl DXS und DXT als auch S_{fp} und c_p mit Hilfe von v_p und y_p des vorangegangenen Schrittes zu berechnen und anschliessend mit den gewonnenen Werten v_p und y_p die Berechnung zu wiederholen. Erfahrungen zeigen, dass eine einzige Wiederholung meist genügt.

Man kann zeigen, dass für die Bedingung:

$$(13) \quad \frac{dt}{dx} \leq \frac{1}{v + c}$$

die Rechnung numerisch stabil ist. Eine zu weit gehende Verkleinerung des Verhältnisses dt/dx vermindert die Genauigkeit und erhöht den Rechenaufwand.

Bild 3. Unterteilung eines Kanals mittels Berechnungspunkten



ter auf die Resultate gezeigt werden. Die Parameter sind so gewählt, dass das Gerinne etwa dem rechten Arm der Rhone am Ausfluss des Genfersees entspricht. Das zweite, kompliziertere Beispiel behandelt einen etwa 70 km langen Bewässerungskanal mit 15 Schützen und zehn Entnahmen (Pumpstationen), die ein sehr ungleichmässiges Regime aufweisen. Aus Platzgründen werden Resultate eines einzigen Betriebsfalles gezeigt.

Beispiel 1: Die Bewegung des Wasserspiegels in einem Gerinne bei Betätigung der Regulierorgane (Stau- und Sunkschwall)

Der Ausfluss eines Sees werde mit Schützen und/oder Turbinen reguliert, die ca. 700 m flussabwärts installiert seien. Bild 5 zeigt die Geometrie dieses Gerinnes. Die Abschlussorgane bestehen aus Turbinen und Überfallschützen. Betrachtet werden die Manöver der Turbinen, die aus geschlossenem Zustand innerhalb 200s die Durchflusswassermenge linear auf 300 m³/s steigern und anschliessend, wenn ungefähr Normalabfluss erreicht ist, relativ rasch, innerhalb 20 s schliessen können. Dabei interessiert die Änderung der Wasserspiegellage wenige Meter oberhalb der Regulierorgane und auch der Einfluss einiger Parameter auf diese Schwingungen, sowie der Spezialfall eines gleichzeitig mit dem Schliessen der Turbinen eingeleiteten Öffnens der daneben angeordneten Überfallschützen.

Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die folgenden Parameter sehr wichtig sind:

- Geschwindigkeit des Wassers im Kanal und damit (indirekt) der richtige Querschnitt.
- Die Schliess- und Öffnungsgeschwindigkeit der Regulierorgane (siehe Bild 7).
- Die Masse des beschleunigten Wassers und damit (indirekt) der Querschnitt und die Länge des betrachteten Kanals.

Hingegen erweisen sich als weniger wichtig:

- Die genaue Geometrie des betrachteten Gerinnes, z. B. auch Steilheit der Ufer, geometrische Vereinfachungen im Rahmen des oben gesagten.
- Leichte Veränderungen der Querschnittsfläche, auch wenn der Term dF/dx in der Rechnung vernachlässigt wird.
- Der Rauigkeitsbeiwert (k_{St})
- Die Anzahl Berechnungsintervalle (in einem gewissen Rahmen).

Von drei ausgewählten Testläufen sollen im folgenden die Resultate präsent

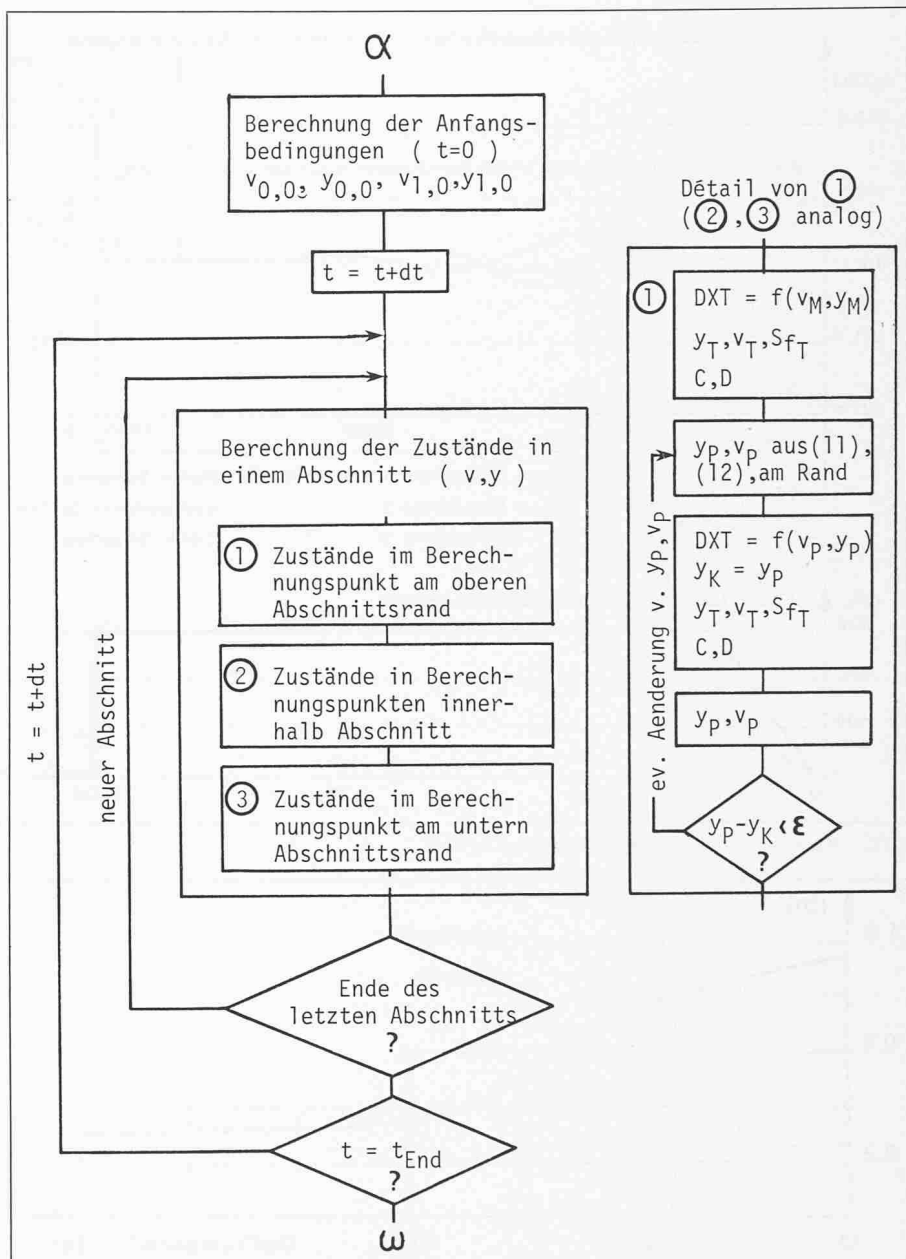


Bild 4. Flussdiagramm für Rechenprogramm

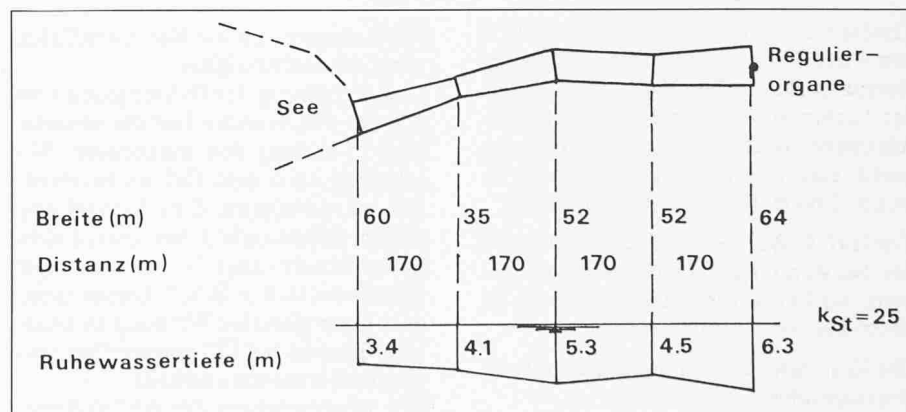


Bild 5. Geometrie des Gerinnes für Beispiel 1. Längenprofil

tiert werden. Diese zeigen den Wasserspiegel oberhalb des Regulierorgans in Funktion der Zeit. Bild 6 zeigt diese Spiegelganglinien und auch die zu jedem Testlauf gehörigen Öffnungs- und Schliessgesetze.

Testlauf 1: Lineares Öffnen (von Turbinen) in 200 s von 0 auf 300 m³/s nach Erreichen des Normalabflusses bei etwa 1500 s. Schliesslich in 20 s. Der Seestand ist bei 372,30 m ü.M. angenommen.

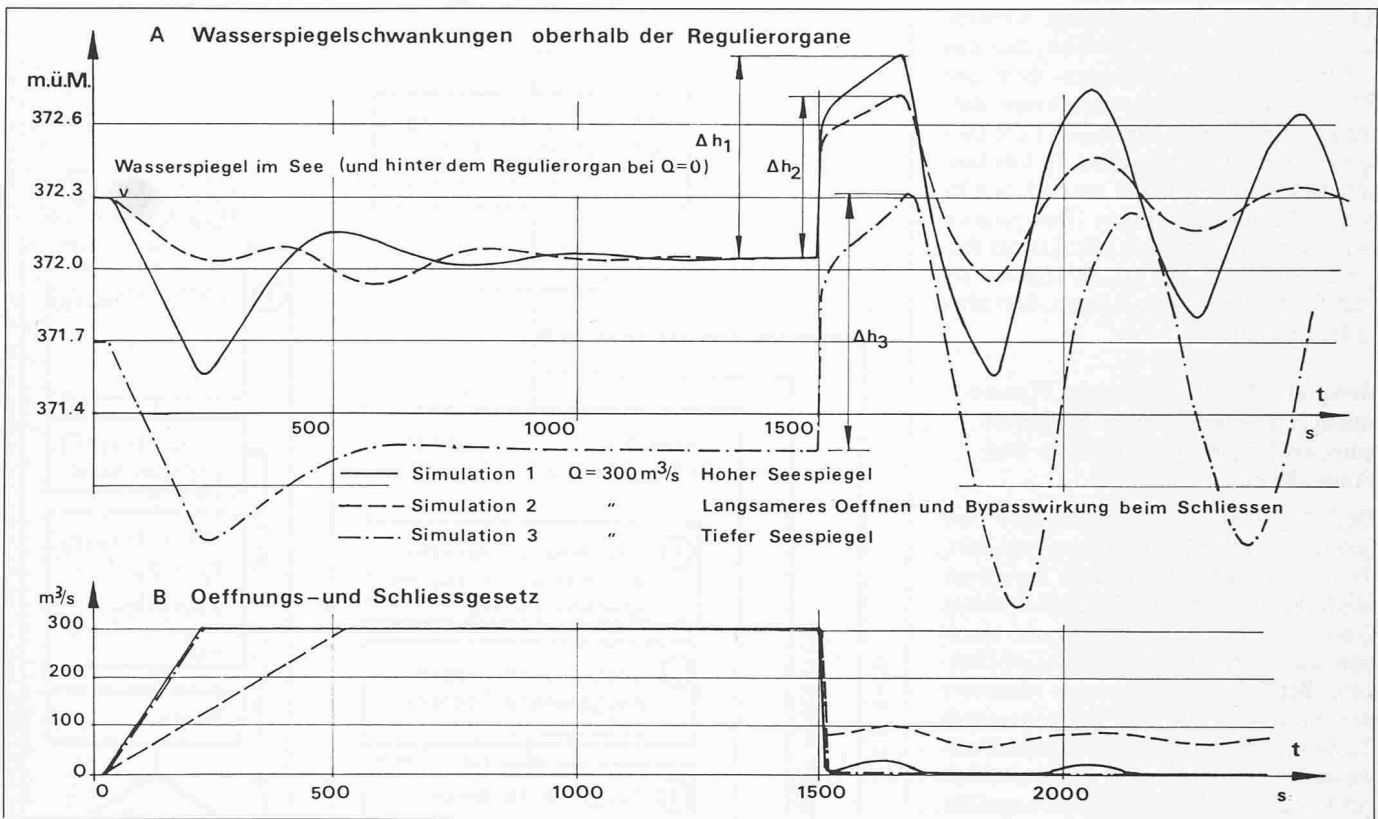


Bild 6. Wasserspiegelschwankungen in Funktion der Zeit

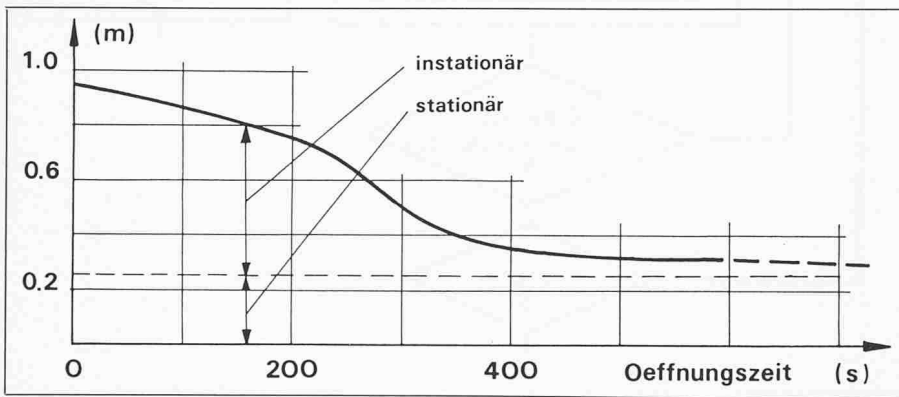


Bild 7. Maximale Spiegelabsenkung in Funktion der Öffnungszeit

Testlauf 2: Lineares Öffnen in 500 s von 0 auf 300 m³/s, nach Erreichen des Normalabflusses bei 1500 s. Schliessen der Turbinen in 20 s, bei gleichzeitigem Absenken (Öffnen) von parallel angeordneten überfallschützen, Breite 26 m, um 1,60 m. Seestand 372,30 m ü.M.

Testlauf 3: Wie Testlauf 1, jedoch wird der Seestand bei 371,70 m angenommen, das heisst, die Ruhewassertiefe ist 60 cm kleiner als im Testlauf 1.

Die **Resultate** der drei Simulationen zeigen folgendes:

- Der Wasserspiegelanstieg nach einem plötzlichen Schliessen beträgt 80-90 cm, wovon 50-60 cm auf die plötzlich entstehende und sich nach oben fortpflanzende Schwallwelle und 30 cm auf die anschliessende Erhöhung infolge Massenschwingung zurückzuführen sind. Die Grösse dieser Schwingung ist offensichtlich

für Anlieger und die Kleinschiffahrt nicht vernachlässigbar.

- Eine Erhöhung der Öffnungszeit von 200 auf 500 s (erster Teil der Simulation 2) vermag den maximalen Abschwung nach dem Öffnen beträchtlich zu reduzieren. Eine Darstellung dieser Abhängigkeit des maximalen Spiegelabschwungs in Funktion der Zeit findet sich in Bild 7. Dieses zeigt, dass diese günstige Wirkung in unserem Beispiel bei Öffnungszeiten von mehr als etwa 400 s auftritt.
- Die Verminderung der Abflussänderung, z. B. durch gleichzeitiges Manövrieren von Turbinen und Überfallschützen zeigt erwartungsgemäss ebenfalls eine Verminderung der Ausschläge (zweiter Teil der Simulation 2). Die über die Schützen entweichende Wassermenge ist in Bild 6 ersichtlich (Öffnungs- und Schliessgesetz).

- Bei niedrigerem Seestand und damit kleinerer Ruhe- und Abflusswassertiefe im Kanal nimmt die Grösse der Schwingungen für die gleiche beschleunigte oder verzögerte Wassermenge zu (Simulation 3). Dies ist in Anbetracht der grösseren Geschwindigkeiten verständlich. Im betrachteten Fall, mit einem 60 cm niedrigeren Seespiegel als in den Simulation 1 und 2, steigt aber der Wasserspiegel trotz grösserer Schwingungsamplitude nicht auf die in den Simulationen 1 und 2 erreichte Höhe. Für den maximal auftretenden Wasserspiegel ist somit der höchste Seestand massgebend.

Vorsicht ist geboten, wenn die Wassermenge nahe an die Maximalabflussmenge im Kanal reicht: Hier kann eine örtlich zu kleine Wassertiefe das Programm leicht zum Divergieren bringen.

Nebenbei sei erwähnt, dass die Rechnung auch weitere Daten liefert, wie Geschwindigkeiten und Wassertiefen an jedem Berechnungspunkt. Wie das folgende Beispiel zeigt, können auch komplizierte Strukturen mit mehreren Regulierorganen bewältigt werden.

Beispiel 2: Die Wassernachfrage am oberen Ende eines mit hydraulischen Schützen gesteuerten, langen Bewässerungskanals.

Betrachtet wird ein Bewässerungskanal von 70 km Länge, an dem in gewissen Abständen zehn Pumpstationen an-

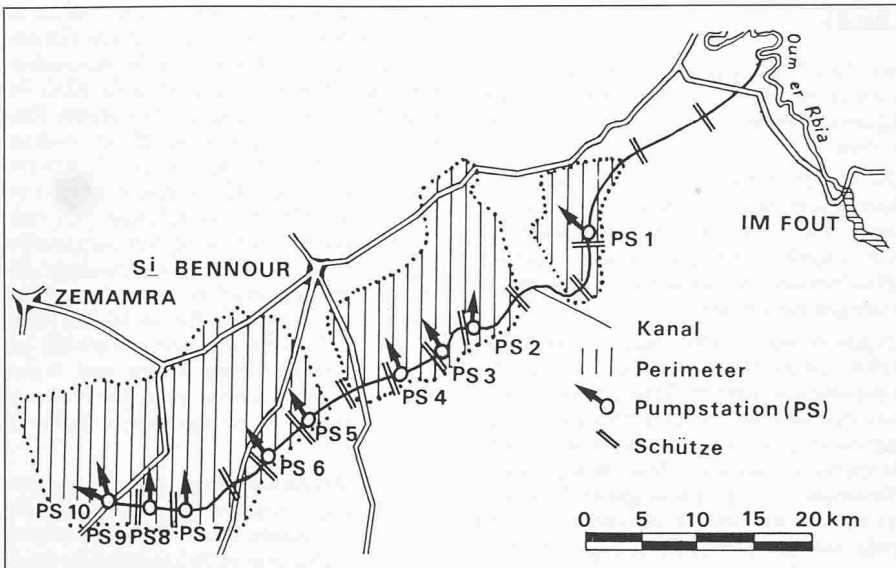


Bild 8. Bewässerungskanal. Situation

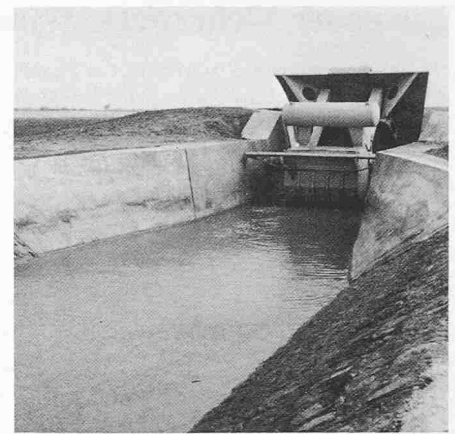


Bild 9. Hydraulische Schütze eines Bewässerungskanals (Marokko). Die Position der Schütze ist eine Funktion des Unterwasserspiegels

geordnet sind (Bild 8). Der Kanal sei z. B. durch hydraulische Schützen in Teilstrecken gegliedert. Bild 9 zeigt eine solche Schütze. Diese Schützen arbeiten nach dem Prinzip der Regulierung nach dem Unterwasserspiegel: Sobald der Wasserbedarf unterhalb einer Schütze zunimmt, sinkt der Wasserspiegel und die Schütze öffnet sich. Diese Regulierung kann angewendet werden, wenn genügend Wasser zur Verfügung steht, weil sie darauf tendiert, alle Entnahmebedürfnisse automatisch nach oben zu leiten.

Der Kanal hat ein Trapezprofil ($B_0 = 3$ m, Neigung = 2:3) und die Pumpstationen arbeiten alle nach demselben, gleichmässigen Rhythmus: Volle Beaufschlagung der Pumpen während sechs zweidrittel Stunden, anschliessend einweidrittel Stunden Ruhe (siehe Bild 10). Die Summe der an den Stationen entnommenen Wassermengen beträgt $25,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Gesucht ist für diesen Fall die Ganglinie der am oberen Ende des Kanals gefragten Wassermenge. Je nach Ausgleichwirkung des Kanals können dann die den Kanal beschickenden Pumpen oder ein am Anfang des Kanals zu errichtendes Reservoir bemessen werden. Die Simulation dieses Falles mit dem beschriebenen Verfahren liefert die in Bild 10 dargestellten Resultate. Man ersieht aus Bild 10, dass nach einem «Einfahrzustand» die gefragte Wassermenge im Kanal ziemlich ausgeglichen ist und dass für eine konstante Beschickung des Kanals (anzu-

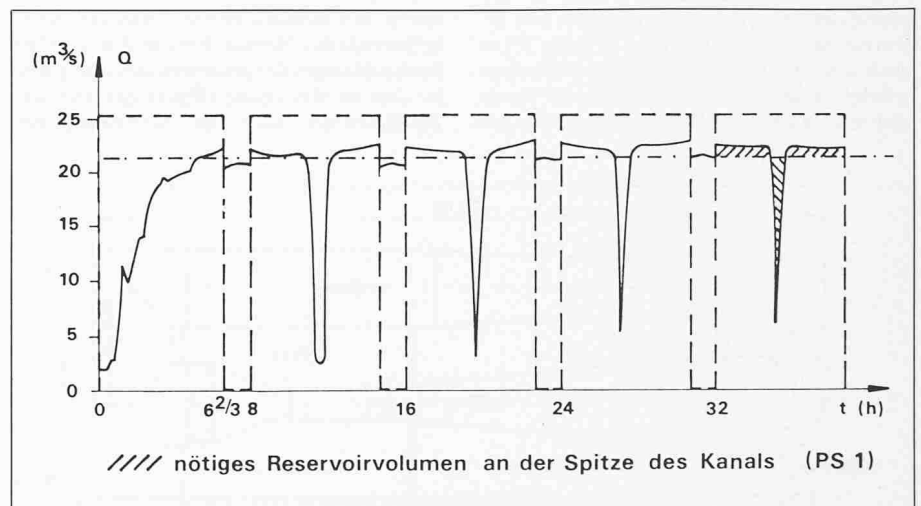


Bild 10. Ganglinien der Summe der aus dem Kanal gepumpten Wassermengen - - - - und der den Kanal bei Pumpstation PS1 passierenden Wassermenge — für Anfahren aus dem Ruhezustand in einen Betriebszustand mit intermittierender Maximalnachfrage (sechszweidrittel Stunden) und Abstellen der Pumpen (einweidrittel Std.)

streben für eine wirtschaftliche Auslegung der Kopfbauwerke und der Wasserzuführung) ein relativ kleines Ausgleichsvolumen verlangt wird.

Das Beispiel ist lediglich ein kleiner Ausschnitt aus einer Vielzahl von Simulationen, welche die Bestimmung einer optimalen Kanalregulierung erlauben.

Adresse des Verfassers: W. Giezendanner, dipl. Ing. ETH, Hydrauliker, c/o Société général pour l'Industrie, Avenue Louis Casaï 71, 1216 Genève/Cointrin.

Zitierte Literatur

- [1] Kühne, A.: «Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen in Gerinnen». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 40, 1980
- [2] Dracos, Th.: Vorlesungen über instationäre Strömungen, Inst. für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETHZ, Okt. 1973
- [3] Chervet, A., Dallèves, P.: «Calcul de l'onde de submersion consecutive à la rupture d'un barrage». Schweizerische Bauzeitung, Heft 19, 1970
- [4] Dracos, Th.: «Das Charakteristikenverfahren zur Berechnung instationärer Gerinneströmungen». Lehrgang-Symposium TU München, Oktober 1972