

**KMROUT, EIN HYDROLOGISCHES DETAILLIERTES KANAL-
NETZBERECHNUNGSMODELL**

Modellgrundlagen und Modellanwendung

Dieter Grotehusmann

Marita Semke

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen
Wasserbau, Universität Hannover

- INHALT:**
1. Einleitung
 2. Das Kalinin-Miljukov-Verfahren
 - 2.1 Grundlegende Betrachtungen
 - 2.2 Länge des charakteristischen Abschnittes
 - 2.3 Arbeitsgleichung
 3. Das Modell KMROUT
 - 3.1 Anwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens auf die Kanalnetzrechnung
 - 3.2 Ermittlung der KM-Konstanten
 4. Anwendungsbereiche und Grenzen des Modells KMROUT
 - 4.1 Kriterien zum Vergleich von Abflußganglinien
 - 4.2 Untersuchungen an synthetischen Netzen
 - 4.3 Untersuchungen an realen Netzen
 5. Zusammenfassung und Ausblick

1. Einleitung

Die Berechnung städtischer Kanalnetze erfolgt je nach Problemstellung entweder mit detaillierten Kanalnetzmodellen oder vereinfachten "black-box-Modellen", die auf eine genaue Simulation einzelner Elemente des Kanalnetzes verzichten und so nur Bemessungswerte am Ende eines Teilgebietes liefern können. Die detaillierten Modelle beruhen entweder auf hydrologischen oder auf hydrodynamischen Ansätzen.

Grundlage der hydrodynamischen Modelle ist das Saint Venantsche Differential-Gleichungssystem bestehend aus Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung. Dieses Gleichungssystem ist i.d.R. nicht geschlossen lösbar, so daß zu Lösung numerische Verfahren herangezogen werden müssen. Mit hydrodynamischen Modellen lassen sich unter bestimmten einschränkenden Voraussetzungen Wasserstände und Abflüsse einer instationären Strömung berechnen.

Hydrologische Modelle, mit denen auch einzelne Elemente des Kanalnetzes berechnet werden können, verzichten grundsätzlich auf eine Kopplung des Abflusses mit dem jeweiligen Wasserstand. Die Wasserstände können näherungsweise über die Kontinuitätsbedingung ermittelt werden. Der Rechenzeitbedarf der hydrologischen Modelle ist sehr viel kleiner als der der hydrodynamischen.

Für die Belange einer detaillierten Langzeitsimulation eines Kanalnetzes oder für eine simulationsgestützte Steuerung eines Entwässerungssystems sind Kanalnetzrechnungsmodelle nötig, die genügend genau und schnell den Abflußvorgang im Kanalnetz berechnen können. Im folgenden wird ein hydrologisches detailliertes Kanalnetzrechnungsmodell vorgestellt, welches auf dem Kalinin-Miljukov-Verfahren basiert.

2. Das Kalinin - Miljukov - Verfahren

Zunächst soll eine Herleitung des Verfahrens, die der Abhandlung von ROSEMANN, VEDRAL (1970) angelehnt ist, beschrieben werden. Danach wird die Umsetzung dieses Verfahrens zur Kanalnetzrechnung vorgestellt.

2.1 Grundlegende Betrachtungen

Wenn man eine bestimmte Gerinnestrecke (Bild 1) betrachtet, können für den stationären Abfluß die Beziehungen

$$\begin{aligned} Q_a &= f(V) \text{ und} & V? \text{ Volumen} \\ V &= f(Q_a) \end{aligned}$$

aufgestellt werden.

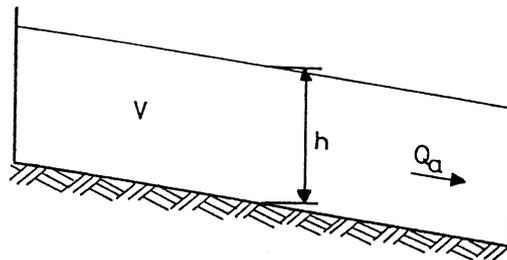


Bild 1: Gerinneabschnitt

Jedem stationären Abfluß Q_a ist ein bestimmter Wasserstand zugeordnet und jedem Wasserstand ein bestimmtes Volumen im betrachteten Abschnitt. Wegen der Beschränkung auf stationäre Abflußvorgänge sind diese Funktionen eindeutig und die Ableitung dieser immer positiv.*
Deswegen läßt sich schreiben:

$$dV = K dQ_a \quad (1)$$

Für die Herleitung wird zunächst davon ausgegangen, daß K weder vom Füllgrad des Gerinnes noch von Q_a abhängt, also als konstant angesehen wird. (lineares Modell)

* In der Nähe der Vollfüllung könnte wegen der Rauigkeit die Ableitung negativ werden.

Ein Ansteigen oder Abfallen des stationären Abflusses um ΔQ bewirkt ebenso eine Veränderung des Volumens um ΔV . Die dazu benötigte Zeit kann analog zu Gleichung (1) mit $K = \Delta V / \Delta Q$ berechnet werden.

(Schwerpunktlaufzeit K_s)

K kann demnach sowohl als die Zeit aufgefaßt werden, die das Volumen ΔV benötigt, um bei stationärer Strömung Q durch eine Gerinnestrecke zu fließen, als auch als Laufzeit einer "Störung" ΔQ durch den Gerinneabschnitt. was wird hier gemeint?

Daraus läßt sich folgern: Jede positive oder negative Zuflußänderung in einem Gerinneabschnitt bewegt sich während der Zeit K vom oberen zum unteren Gerinnequerschnitt und erhöht oder erniedrigt das Anfangsvolumen um einen bestimmten Betrag ΔV . Nach Ablauf der Zeit K tritt der neue Abfluß $Q \pm \Delta Q$ im unteren Querschnitt auf.

das ist nicht wahr?

Wäre die Abfluß-Volumen-Beziehung auch für den instationären Abflußvorgang eindeutig und wäre K bekannt, so könnte allein aus der Kontinuitätsgleichung

$$\left[Q_z - Q_a = \frac{dV}{dt} \right. \quad (2)$$

und aus der Speicherbeziehung

$$d(V_{st} + \Delta V) = K d(Q_{a,st} + \Delta Q_a) \quad \text{dynamik} \quad (3)$$

mit: $\left\{ \begin{array}{l} V_{st}: \text{Volumen bei stationärer Strömung} \\ Q_{st}: \text{Abfluß bei stationärer Strömung} \end{array} \right.$

der Abfluß Q_a am unteren Gerinneabschnitt berechnet werden. Da der Abfluß bei instationärer Strömung nicht nur vom Wasserstand, sondern auch vom Wasserspiegelgefälle abhängt, ist die Berechnung so nicht möglich. Aus Bild 2 ist zu entnehmen, daß die Wasserstände, bezogen auf die eindeutige Abflußkurve, beim Anstieg und Abfall einer Abflußwelle um ein bestimmtes Zeitintervall Δt später beobachtet werden, als diejenigen der instationären Abflußkurve. Wegen der geringen Wasserspiegelschwankungen gegenüber der stationären

Abflußkurve kann mit guter Näherung

$$\Delta t_1 = \Delta t_2 = \Delta t$$

gesetzt werden.

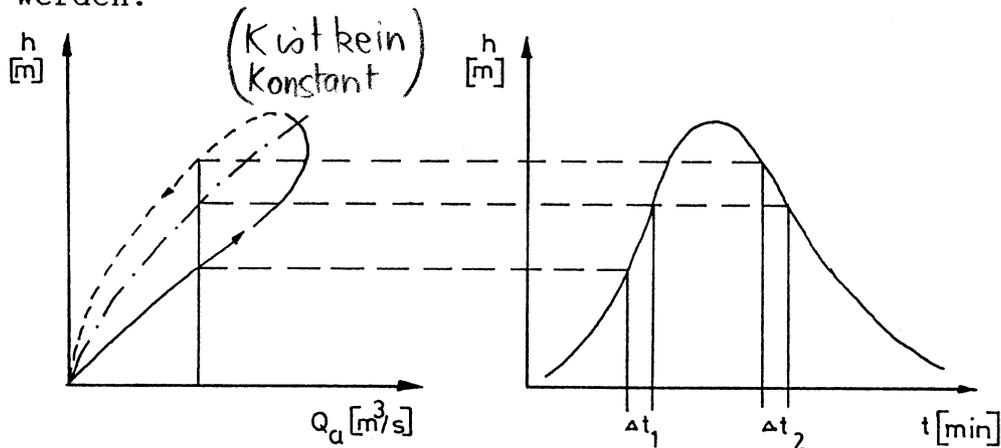


Bild 2: Abschlußschleife und Wasserstandsganglinie

(— = Wellenanstieg, -- = Wellenabfall, - - - = stationäre Strömung)

Diese zeitliche Beziehung kann in eine ortsabhängige umgewandelt werden, indem dem Abfluß Q_a anstelle des Wasserstandes h_r der Wasserstand h_m in der Entfernung l im Querschnitt m zugeordnet wird (Bild 3).

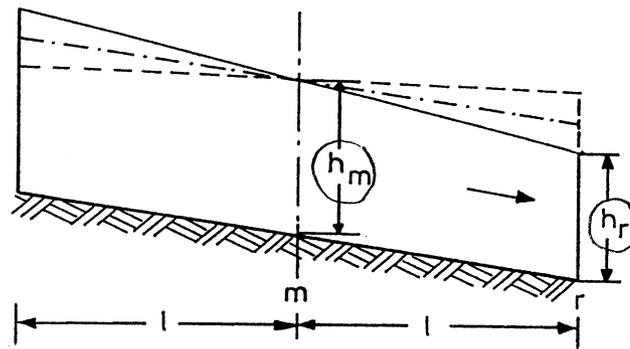


Bild 3: Wasserspiegellagen bei unterschiedlichen Fließzuständen

(— = Wellenanstieg, -- = Wellenabfall, - - - = stationäre Strömung)

Der Grundgedanke des Kalinin-Miljukow-Verfahrens liegt also darin, eine eindeutige Beziehung zwischen dem Volumen bzw. Wasserstand und dem Abfluß in einem bestimmten Gerinneabschnitt der Länge $L = 2 l$ auch für instationäre Fließvorgänge anzusetzen. Das betrachtete Ge-

$$\frac{Q}{Q_{st}} = \frac{(J)^{0.5}}{(J_{st})^{0.5}} \quad (8)$$

Mit der Vereinfachung

$$(J)^{0.5} = (J_{st} + J_{\Delta})^{0.5} = (J_{st})^{0.5} (1 + J_{\Delta}/J_{st})^{0.5}$$

und einer binomischen Reihenentwicklung des letzten Terms, wobei nur die ersten beiden Glieder berücksichtigt werden, kann Gleichung (7) wie folgt geschrieben werden:

$$\begin{aligned} Q &= C(h) (J_{st})^{0.5} (1 + 0.5 J_{\Delta}/J_{st}) \\ &= Q_{st} (1 + 0.5 J_{\Delta}/J_{st}) \end{aligned} \quad (9)$$

Wird Gleichung (4) letzterer gegenübergestellt, ergibt sich:

$$\bullet \boxed{Q_{\Delta} = 0.5 Q_{st} J_{\Delta}/J_{st}} \quad (10)$$

Diesem Q_{Δ} entspricht das V_{Δ} , welches im Bild 4 durch die Fläche AEB bzw. CDBE beschrieben wird. Dieses Volumen V_{Δ} kann als Produkt aus Wasserspiegeloberfläche A und der mittleren Erhöhung des Wasserspiegels berechnet werden.

$$V_{\Delta} = A h_{\Delta} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Wenn die Wasserspiegeloberfläche gleich} \\ \text{bleibt... zumindest über die Strecke } h_{\Delta} \end{array} \right)$$

Vereinfachend kann angenommen werden:

$$h_{\Delta} = J_{\Delta} l \quad (\sin \theta = \text{tg } \theta \text{ wenn } \theta \text{ klein})$$

Damit folgt:

$$V_{\Delta} = A J_{\Delta} l \quad (11)$$

Und für Gleichung (3) ergibt sich:

$$dV_{\Delta} = K dQ_{\Delta} \quad (12)$$

die Kurve ist linear approximiert über die Strecke.

Werden die Gleichungen (10) und (11) nach $J\Delta$ differenziert und die dann erhaltenen Ausdrücke für $dV\Delta$ und $dQ\Delta$ in die letzte Gleichung eingesetzt, entsteht folgende Beziehung:

$$l = \frac{Q_{st} K}{2 J_{st} A} \quad (13)$$

Mit $K = dV_{st}/dQ_{st}$ und $L = 2 l$ ergibt sich:

$$L = \frac{Q_{st} \frac{dV_{st}}{dQ_{st}}}{J_{st} A} \quad (14)$$

Da in regelmäßigen Gerinnen V_{st} hauptsächlich von der Änderung des Wasserstandes und nicht von der Wasseroberfläche A abhängt, erhält man mit

$$dV_{st} = A dh_{st}$$

$$V = \int_{y=h_1}^{y=h_2} A(y) dy$$

die Länge L des charakteristischen Abschnittes:

$$L = \frac{Q_{st} dh_{st}}{J_{st} dQ_{st}} \quad (15)$$

Die Länge eines charakteristischen Abschnittes berechnet sich also nur aus Größen für den stationären Zustand.

Wegen der Nichtlinearität der Wasserstand-Abflußkurven werden mit Gleichung (15) unterschiedliche Längen für unterschiedliche Durchflußzustände ermittelt, die dann für die praktische Berechnung gemittelt werden müssen. Nach ROSEMANN, VEDRAL (1970) ist diese Mittelung problemlos möglich, da die exakte Bestimmung der Längen keinen entscheidenden Einfluß auf die Ergebnisgenauigkeit hat.

2.3 Arbeitsgleichung

Betrachtet wird nun ein charakteristischer Abschnitt der Länge L , in dem eine eindeutige Beziehung zwischen Abfluß und gespeichertem Volumen besteht. Nach Integration von Gleichung (1) gilt für den Abfluß:

$$Q_a = V/K \quad (16)$$

Die Integrationskonstante ist dabei vernachlässigt worden, da sie das Volumen darstellt, welches die Gerinnevertiefungen füllt und somit für das Abflußgeschehen ohne Bedeutung ist. Wegen der eindeutigen Geometrie von Kanalrohren ergibt sie sich in diesem Fall zu Null.

Für die Kontinuitätsgleichung (2) folgt mit Gleichung (16):

$$\frac{dV}{dt} + \frac{V}{K} = Q_z \quad (17)$$

Nach Trennung der Veränderlichen lautet ihre Lösung:

$$V = V_0 e^{-\frac{t}{K}} \quad (18)$$

beziehungsweise mit $V = Q_a K$ und $V_0 = Q_{a0} K$

$$Q_a = Q_{a0} e^{-\frac{t}{K}} \quad (19)$$

Unter der Annahme, daß ab $t = 0$ kein weiterer Zufluß Q_z erfolgt, drückt Gleichung (19) die Abnahme des Abflusses Q_{a0} über die Zeit aus.

Die vollständige Lösung der Differentialgleichung (17) wird durch Variation der Konstanten ermittelt.

Für $Q_z \neq 0$ gilt:

$$V = V_0 e^{-\frac{t}{K}} + \int_0^t Q_z e^{-\frac{t-\tau}{K}} d\tau \quad (20)$$

$$Q_a = Q_{a0} e^{-\frac{t}{K}} + \frac{1}{K} \int_0^t Q_z e^{-\frac{t-\theta}{K}} d\theta \quad (21)$$

Der erste Term der Gleichung (21) entspricht dem Abflußanteil, der sich aus der Abnahme des Wasservorrates ergibt ($Q_z = 0$), der zweite repräsentiert den Anteil infolge des Zuflusses ($Q_z = f(t)$).

Eine geschlossene Integration der zweiten Glieder ist nicht ohne weiteres möglich, da Q_z eine Funktion von t ist. Unter der Voraussetzung, daß Q_z konstant ist, läßt sich das Integral problemlos lösen:

$$Q_a = Q_{a0} + (Q_z - Q_{a0}) \left(1 - e^{-\frac{t}{K}}\right) \quad Q_z \text{ konstant} \quad (22)$$

Die Änderung des Abflusses $\Delta Q_a = Q_{a0} - Q_a$ innerhalb eines Zeitintervalles Δt kann mit

$$\Delta Q_a = (Q_z - Q_{a0}) \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right) \quad \text{wenn } Q_z \text{ konstant bleibt} \quad (23)$$

angegeben werden.

Ändert sich der Zufluß innerhalb eines Zeitintervalles Δt linear

$$Q_a = Q_{a0} e^{-t/K} + \frac{1}{K} e^{-t/K} \int_0^t Q_z(\tau) e^{\tau/K} d\tau$$

($Q_z = Q_{z0} + (\Delta Q_z / \Delta t) t$), so lautet die Lösung der Gleichung (21):

$$Q_{a,\Delta t} = Q_{a0} e^{-\frac{\Delta t}{K}} + Q_{z0} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}) + \Delta Q_z \left(1 - \frac{K}{\Delta t} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}})\right) \quad (24)$$

mit
$$\left\{ \begin{array}{l} c = (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}) \\ d = 1 - \frac{K}{\Delta t} c \end{array} \right. \quad (24a)$$

$$(24b)$$

Setzt man:

$$Q_{a,\Delta t} = Q_{a,t+1} \quad Q_{a0} = Q_{a,t}$$

$$Q_{z,\Delta t} = Q_{z,t+1} \quad Q_{z0} = Q_{z,t}$$

ergibt sich die bekannte Arbeitsgleichung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens:

$$Q_{a,t+1} = Q_{a,t} + c (Q_{z,t} - Q_{a,t}) + d (Q_{z,t+1} - Q_{z,t}) \quad (25)$$

Aus Gleichung (25) ist ersichtlich, daß die Änderung des Abflusses zum Zeitpunkt $t+1$ von der Differenz der Zu- und Abflüsse im vorangegangenen Zeitschritt t und von der Änderung des Zuflusses zum momentanen Zeitpunkt $t+1$ abhängt. Außerdem hängt die Lösung von der Retentionskonstanten K (Gleichung (24a), (24b)) ab.

Durch eine Vergrößerung von K werden die KM-Konstanten c und d bei gleichem Δt kleiner (Gleichung (24)). Hierdurch wird sich die Änderung des Zuflusses und die Differenz von Zufluß und Abfluß weniger stark auf die Änderung des Abflusses auswirken. Der umgekehrte Fall tritt ein, wenn K verkleinert wird, da die "Retentionszeit" geringer ist und sich die Änderung des Zuflusses und die Differenz von Zufluß und Abfluß stärker auswirken. Um Berechnungsfehler zu vermeiden,

wird empfohlen, das Zeitintervall Δt möglichst kleiner oder höchstens gleich der Retentionskonstante zu wählen.

Der Grundgedanke des Kalinin-Miljukov-Verfahrens ist, den betrachteten Gerinneabschnitt in charakteristische Abschnitte der Länge L zu unterteilen. Die Abflußordinaten $Q_{a,t}$ eines Abschnittes sind die Zuflußordinaten $Q_{z,t}$ des folgenden.

3. Das Modell KMROUT

KMROUT (SEMKE 1984) berechnet zeitschritt- und haltungsweise Durchflüsse. Geschwindigkeiten und Wasserstände können über die Kontinuitätsgleichung näherungsweise ermittelt werden. Schächte im Kanalnetz werden lediglich als Schnittstellen zwischen den Haltungen betrachtet. Es kann nur mit positiver Fließrichtung simuliert werden (positives Gefälle). Das Programm enthält einen Algorithmus, der bei Ein- und Überstauereignissen näherungsweise Druckabfluß berechnen kann.

Als Profiltyp sind Kreis-, Ei-, Maul-, Rechteck- und Trapezquerschnitte möglich. Als Sonderbauwerke werden zur Zeit Maschen, Grund- und Seitenauslässe, Pumpen und freie Auslässe zugelassen. Das Modell wird in Kürze für die Berechnung weiterer Sonderbauwerke (Speicherbauwerke, Wehre) erweitert.

3.1 Anwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens auf die Kanalnetz-berechnung

Auf der Grundlage der zuvor erstellten Arbeitsgleichung (25) ist das Modell KMROUT für die Abflußberechnung in Kanalnetzen erstellt worden. Zur besseren Handhabung wird (25) umgeformt zu:

$$Q_{a,t+1} = (1-c) * Q_{a,t} + (c-d) * Q_{z,t} + d * Q_{z,t+1} \quad (26)$$

mit: c und d aus (24a, 24b)

Der Abfluß aus einer Kanalnetzhaltung wird mit (26) vollständig beschrieben, wobei Q_z nicht nur den Abfluß der oberhalb anschließenden Haltung, sondern auch die Oberflächenzuflüsse sowie den Trockenwetterabfluß umfaßt.

Für ein Kanalnetz mit n Haltungen ergibt sich beim Übergang auf die Matritzenschreibweise folgendes Gleichungssystem:

$$Q_{t+1} = A * Q_t + B * \underline{u}_t + C * \underline{u}_{t+1} \quad (27)$$

Man definiert als Abflüsse

$$Q_{t+1} = (Q_{a,1}(t+1), Q_{a,2}(t+1), \dots, Q_{a,n}(t+1))$$

$$Q_t = (Q_{a,1}(t), Q_{a,2}(t), \dots, Q_{a,n}(t))$$

und die Vektoren

$$\underline{u}_t = (Q_{z,1}(t), Q_{z,2}(t), \dots, Q_{z,n}(t))$$

$$\underline{u}_{t+1} = (Q_{z,1}(t+1), Q_{z,2}(t+1), \dots, Q_{z,n}(t+1))$$

als Zuflüsse aller Haltungen zum Zeitpunkt t und $t+1$.

Die $(n \cdot n)$ -Koeffizientenmatrizen A , B und C beschreiben die Zuordnungen der Kalinin-Miljukov-Konstanten für jede Haltung. In Anlage 1 wird zum besseren Verständnis ein Beispiel für die Modellterme bei aufeinanderfolgenden Haltungen dargestellt.

3.2 Ermittlung der KM-Konstanten

Ausgehend von den Gleichungen (1) und (15) können anhand der Querschnittsgeometrie der Kanalhaltungen und aus Teilfüllungskurven die Parameter K und L , und damit die erforderlichen KM-Konstanten c und d bestimmt werden. Die Größen von K und L sind vom Durchfluß des betrachteten Gerinneabschnittes abhängig.

EULER (1983) erfaßt diese Q -Abhängigkeit nicht, sondern bestimmt näherungsweise mittlere Parameterwerte. Dafür werden über die Beziehung 13 (1990) *(lineares Modell)*

hungen $Q(h)/Q_V = f(h/D)$ und $B(h) = f(h/D)$ über den gesamten Abflußbereich mittlere Werte für $dh/dQ(h)$ und $B(h)$ abgeschätzt. Für die Retentionskonstante und die charakteristische Länge ergeben sich nach EULER:

$$K = 0.64 * L * \frac{D^2}{Q_V} \quad [s] \quad (28)$$

$$L = 0.4 * \frac{D}{J} \quad [m] \quad (29)$$

mit D : Kreisrohrdurchmesser [m]
 Q_V : scheinvolle Abflußleistung des Rohres [m^3/s]
 J : Sohlgefälle [-]

Im Gegensatz zu EULER wird im Modell KMROUT die Änderung der Wasserspiegelbreite mit berücksichtigt, so daß sich für die Retentionskonstante einer Haltung ergibt :

$$K = L * \frac{dA}{dQ_a} \quad (30)$$

mit K : Retentionskonstante [s]
 L : Haltungslänge [m]
 Q_a : Abfluß [m^3/s]
 A : durchströmte Querschnittsfläche beim Abfluß Q_a [m^2]

Die charakteristische Länge wird nicht berechnet, sondern die Berechnungslänge gleich der Haltungslänge gesetzt.

Gleichung (30) ermöglicht eine durchflußabhängige Berechnung der Retentionskonstante. Dazu wird das Querprofil der betrachteten Kanalhaltung in eine zu wählende Anzahl von Füllgraden unterteilt. Immer, wenn im Verlauf der Berechnung ein neuer Füllungsgrad erreicht wird, erfolgt eine Neuberechnung der Retentionskonstante für die entsprechende Haltung. Der Modellparameter Q_{eint} legt die Anzahl der Füllgrade (max. 50) fest. Bild 5 zeigt dazu als Beispiel die Einteilung bei einer Wahl von $Q_{eint} = 5$.

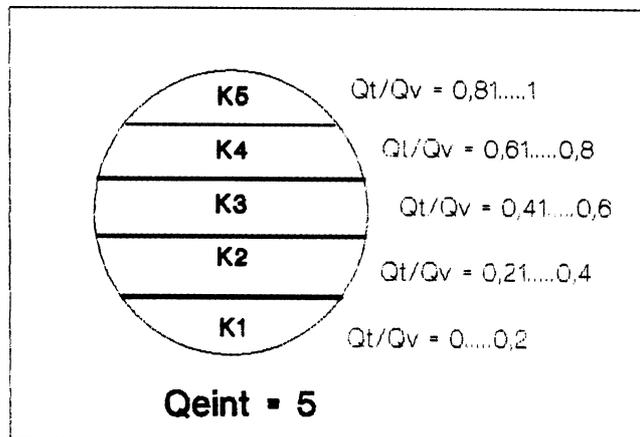


Bild 5: durchflußabhängige Neuberechnung der Retentionskonstante

Die durchströmte Querschnittsfläche wird hierbei aufgrund des berechneten Abflusses bestimmt. Für Kreis-, Ei- und Maulprofile erfolgt dies mit Hilfe der Tabellen des Arbeitsblattes A 110, in denen zu 100 diskreten Werten für Q_t/Q_v entsprechende Werte für A_t/A_v abgelesen werden können. Da die Werte für A_v , Q_v sowie L für jede Haltung vorliegen, kann so die entsprechende Retentionskonstante berechnet werden. Für Rechteck- und Trapezprofile muß die durchströmte Querschnittsfläche für jede Haltung und jeden Füllungs-zustand neu iterativ berechnet werden.

Darüber hinaus ist ebenfalls eine Berechnung mit gemittelten invarianten Retentionskonstanten im Modell möglich. Bei Kreis-, Ei-, Maul- und Rechteckprofilen wird die mittlere Steigung m der Funktion A_t/A_v in Abhängigkeit von Q_t/Q_v ermittelt, so daß sich

$$K = L * m * A_v/Q_v \quad (31)$$

ergibt. Da bei Trapezprofilen die Bestimmung der Steigung nicht unabhängig von den Querschnittsmaßen ist, wird die Retentionskonstante zunächst zu zwei verschiedenen Füllungs-zuständen berechnet und dann gemittelt.

Anhand der Retentionskonstante werden anschließend die Kalinin-Miljukov-Konstanten nach Gleichung 24a und 24b berechnet.

4. Anwendungsbereiche und Grenzen des Modells KMROUT

Um die Anwendungsbereiche und die Leistungsfähigkeit des Modells KMROUT zu bestimmen, wurden Sensitivitätsanalysen durchgeführt (DIEKMANN 1990). Parallele Berechnungen mit dem hydrodynamischen Modell EXTRAN (FUCHS, VERWORN 1988) dienen als Referenz zu KMROUT. Für beide Modelle werden die Zuflußganglinien zu den einzelnen Schächten des Kanalnetzes von einem hydrologischen Oberflächenabflußmodell zur Verfügung gestellt. Die mit den beiden Modellen erzeugten Abflußganglinien werden nach bestimmten Kriterien einander gegenübergestellt. Dabei wird in der Regel die letzte Haltung der Kanalnetze betrachtet. Die Untersuchungen werden zunächst an synthetischen Netzen unter Blockregenbelastung vollzogen, um Abhängigkeiten von bestimmten Kanalnetzcharakteristika besser erkennen zu können. Anschließend werden reale Netze unter Block- und Naturregenbelastung simuliert.

4.1 Kriterien zum Vergleich von Abflußganglinien

Zur Untersuchung der Anwendungsgrenzen und Berechnungsgenauigkeiten des verwendeten Modelles sind objektive Methoden zum Vergleich von simulierten und gemessenen (hier mit EXTRAN simulierten) Abflußganglinien vonnöten. Die Abweichung zweier Ganglinien wird in bestimmten Fehlergrößen ausgedrückt. Eine Fehlerbetrachtung sollte folgende vier Kriterien berücksichtigen (RITSCHER 1971):

- absoluter Größenvergleich
- absoluter Zeitvergleich
- absoluter Mengenvergleich
- Formvergleich

Diese vier Kriterien beinhalten damit die Ordinate der Ganglinienspitze, die Zeit des Auftretens des Maximalwertes, die Schwerpunktslaufzeit, das Abflußvolumen und die gesamte Form der Abflußganglinie.

Es ist nicht möglich, mit nur einem Verfahren alle Kriterien gleichermaßen zu berücksichtigen, so daß alle im folgenden beschriebenen Beurteilungsverfahren gleichermaßen betrachtet werden müssen.

Deviation DEVS

Die hydrologische Deviation bezogen auf den gemessenen Maximalwert von $Q(t)$ lautet (ZIOR 1987):

$$\text{DEVS} = 200 \cdot \sum_{i=1}^n |Q_i^{(m)} - Q_i^{(r)}| \cdot Q_i^{(m)} / (n \cdot Q_{\max}^{(m)} \cdot Q_{\max}^{(m)}) \quad [\%]$$

mit $Q_i^{(m)}$ = Meßwerte $Q(t)$
 $Q_i^{(r)}$ = Rechenwerte $Q(t)$
 $Q_{\max}^{(m)}$ = maximale Meßwerte Q
 n = Anzahl der Wertepaare

Diese Formel berücksichtigt Abweichungen in Nähe des Maximalwertes besonders stark (Faktor 2). Große Auswirkung hat ebenfalls eine Zeitverschiebung von Ganglinien gleicher Form, da gerade im Bereich der Ganglinienspitze eine große Differenz in den Werten $Q_i^{(m)}$ und $Q_i^{(r)}$ auftritt. Bei völliger Übereinstimmung der Kurven würde sich die Deviation zu Null ergeben.

Deviation DEVM

RITSCHER (1971) schlägt vor, die Deviation DEVS auf den gemessenen Mittelwert zu beziehen:

$$\text{DEVM} = \text{DEVS} \cdot Q_{\max}^{(m)} / Q_m^{(m)} \quad [\%]$$

$$\text{mit: } Q_m^{(m)} = 1/n \cdot \sum_{i=1}^n Q_i^{(m)}$$

Das bedeutet, daß DEVS und DEVM um den Faktor $Q_{\max}^{(m)} / Q_m^{(m)} > 1$ verschieden sind.

Modifizierte Standardabweichung STAN nach MANIAK (1973)

Die dritte Prüfgröße ist die modifizierte Standardabweichung nach MANIAK, im folgenden mit STAN bezeichnet. Dabei ist zu beachten, daß die mathematische Standardabweichung Aufschluß über die Streuung von Werten aus einer Menge um den Mittelwert angibt, während die modifizierte Standardabweichung zwei Wertemengen miteinander vergleicht.

STAN berechnet sich zu:

$$\text{STAN} = (R_o^2 - R^2) / R_o^2 \quad [-]$$

mit:
$$R_o^2 = 1/n \sum_{i=1}^n (Q_i^{(m)} - Q_m^{(m)})^2$$

$$R^2 = 1/n \sum_{i=1}^n (Q_i^{(m)} - Q_i^{(r)})^2$$

R_o^2 entspricht der Varianz der gemessenen Ganglinie, R^2 der der simulierten. Bei genauer Übereinstimmung zweier Ganglinien wird $\text{STAN} = 1$, Abweichungen ergeben Werte < 1 .

Volumenvergleich VOL

Die Volumenbilanz zweier Ganglinien wird durch die Prüfgröße VOL ausgedrückt:

$$\text{VOL} = 100 * (V_r - V_m) / V_m \quad [\%]$$

mit: V_r = Volumen der berechneten Ganglinie

V_m = Volumen der gemessenen Ganglinie

Zur quantitativen Beurteilung der Prüfgrößen sind nach MANIAK (1973) folgende Wertebereiche bekannt, die u. a. von ZIOR (1987) und RITSCHER (1971) bestätigt werden:

Tabelle 1: Bewertung der Prüfgrößen

Prüfgröße	Anpassung			
	sehr gut	gut	brauchbar	schlecht
DEVS [%]	0.....3	3.....10	10....18	>18
DEVM [%]	0....15	15....30	30....50	>50
STAN [-]	1,0..0,85	0,85..0,65	0,65..0,35	<0,35
VOL [%]	0.....5	5.....10	10....15	>15

Hiernach ist die Güte einer Simulation als "sehr gut" zu bezeichnen, wenn alle vier Prüfkriterien im Bereich einer "sehr guten" Anpassung liegen.

Desweiteren werden noch die Differenzen der Spitzenabflüsse (in %) und der Schwerpunktslaufzeiten (in %) untersucht. Die Schwerpunktslaufzeit ist als zeitlicher Abstand zwischen dem Schwerpunkt der abflußwirksamen Niederschlagsganglinie und dem Schwerpunkt der daraus resultierenden Abflußganglinie definiert.

4.2 Untersuchungen an synthetischen Netzen

Soweit nicht anders beschrieben, bestehen die synthetischen Netze aus 15 Haltungen von je 100 m Länge und je 0.5 ha Einzugsgebietsfläche (50 % undurchlässig). Es werden Kreisrohre mit einem Durchmesser zwischen 25 und 100 cm, je nach Lage im Netz, verwendet. Der Grundriß des synthetischen Netzes ist in Bild 6 dargestellt.

Die Berechnungen mit KMROUT werden, wenn nicht anders erwähnt, mit "variablen Retentionskonstanten" durchgeführt, wobei Q_{eint} zu 50 gewählt wird. Als Regenbelastung dient ein Blockregen von 30 min und 0.4 mm/min Intensität. Der Berechnungszeitschritt ist zunächst auf 1 min festgesetzt.

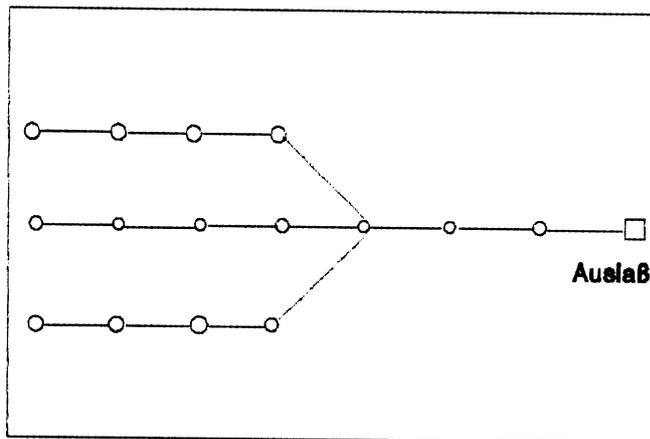


Bild 6: Grundriß des synthetischen Netzes

Die Berechnungsgenauigkeit des Modells KMROUT wird in Abhängigkeit folgender Parameter analysiert:

- Kanalnetzspezifische Parameter (Haltungslänge, Sohlgefälle, Profilform, Netzstruktur, Haltungsanzahl, unterschiedliche Haltungslängen)
- Ereignisspezifische Parameter (Niederschlagsintensität und damit Füllungsgrad der Haltungen)
- Modellspezifische Parameter (Variation der Retentionskonstanten, Berechnungszeitschritt)

Kanalnetzspezifische Parameter

Zunächst wird das *durchschnittliche Sohlgefälle* von 0.1 % bis hin zu 20 % variiert. Die Abweichungen, die sich gegenüber der Berechnung mit EXTRAN ergeben, sind als Fehlergrößen DEVS, DEVM und VOL in Abhängigkeit des Sohlgefälles in Bild 7 dargestellt, einige zugehörige Ganglinien sind in Anlage 2 enthalten.

Es ist ersichtlich, daß KMROUT bei größerem Gefälle bessere Ergebnisse liefert. Die Fehlergrößen bewegen sich allerdings auch bei geringem Gefälle im Bereich "sehr gut". Die Standardabweichung STAN nach MANIAK beträgt konstant 1.0 und ist deshalb nicht gesondert aufgeführt.

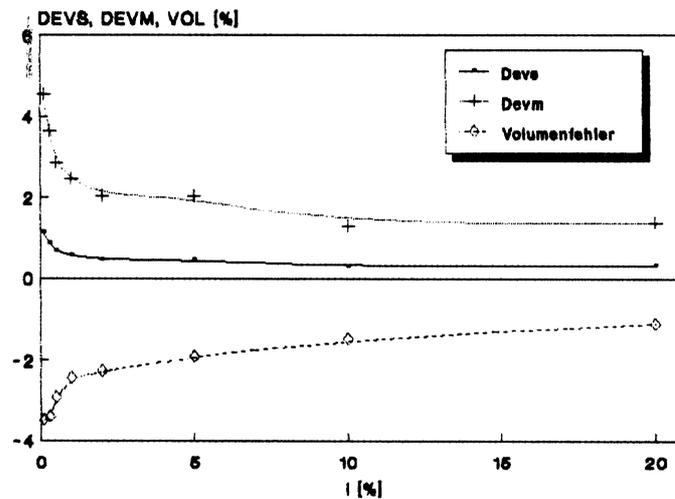


Bild 7: Fehlergrößen in Abhängigkeit des Sohlgefälles

Die Abnahme der Ergebnisgenauigkeit bei kleiner werdendem Gefälle ist ebenfalls von EULER (1973, 1983) beobachtet worden. Er führt dies auf die sich bei geringem Gefälle nach Gleichung 29 ergebende große charakteristische Länge zurück, wobei der bei der Herleitung angesetzte lineare Wasserspiegelverlauf nicht mehr angenommen werden kann. Da hier die Berechnungslänge nicht verändert wird und konstant 100 m beträgt, ist diese Erklärung hier nicht zutreffend. Bei der Betrachtung der modellspezifischen Parameter wird hierauf näher eingegangen.

Die *Haltungslänge* aller Haltungen im synthetischen Netz wird schrittweise erhöht (10, 20, 50, 100, 300 m). Wie bereits erwähnt, wird die Haltungslänge im Modell KMROUT automatisch als charakteristische Länge angesehen. Sie wird nicht wie in der Herleitung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens erläutert, in Abhängigkeit von Abfluß und Gefälle berechnet. Daher konnte vermutet werden, daß die Berechnungsgenauigkeiten in Abhängigkeit der Differenz charakteristische Länge und Haltungslänge wachsen würden. Es zeigt sich jedoch, daß dieser Umstand geringen Einfluß auf die Güte der Ergebnisse hat. In Bild 8 sind die berechneten Fehlergrößen in Abhängigkeit zum Quotienten charakteristische Länge (CL) zu Haltungslänge (L) aufgetragen.

Bei einem Gefälle von 1 % und einem Rohrdurchmesser von 40 cm berechnet sich nach Gleichung (34) die charakteristische Länge zu:

$$Cl = 0.4 * 0.4 / 0.01 = 16 \text{ m.}$$

Sie wird hier bei einer Haltungslänge von 300 m fast um das 19-fache überschritten, bei einer Haltungslänge von 10 m um das 1.6-fache unterschritten. Die Abweichungen sind jedoch bei allen Berechnungen so gering, daß die Fehlergrößen in allen Fällen im "sehr guten" Bereich liegen.

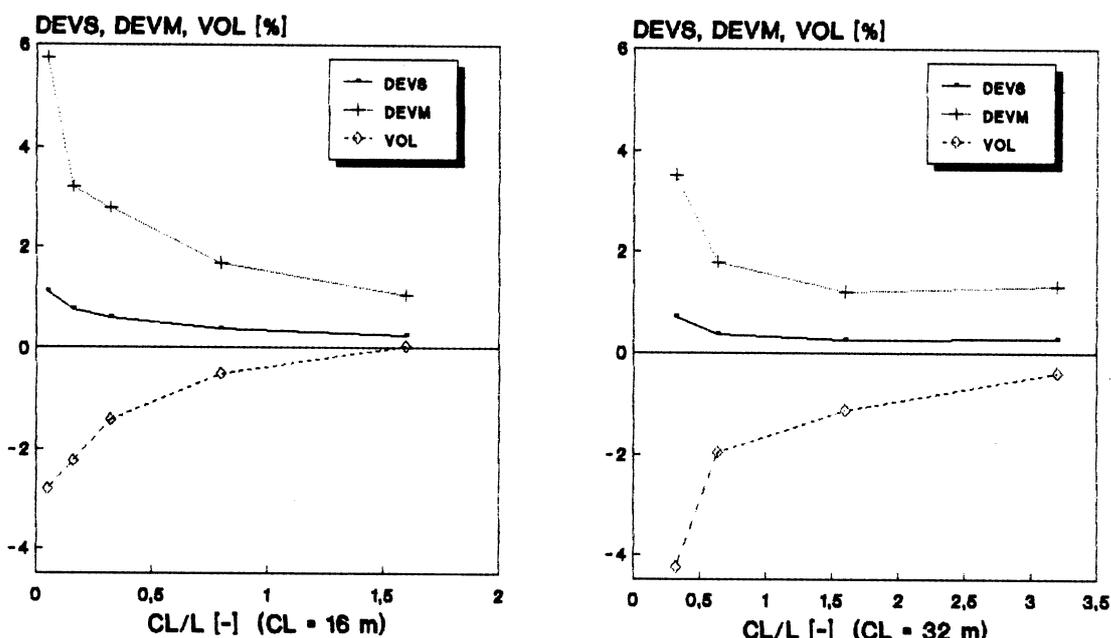


Bild 8: Fehlergrößen in Abhängigkeit charakteristische Länge/Haltungslänge

Bei einem Gefälle von 0.5 % beträgt die charakteristische Länge 32 m. Die Fehlergrößen bewegen sich auch hier bei einer 3-fachen Über- und einer 0.3-fachen Unterschreitung durchweg im "sehr guten" Bereich. Die leichte Verschlechterung der Abweichungen gegenüber der ersten Berechnungsserie ist nicht auf die unterschiedliche charakteristische Länge zurückzuführen, sondern auf das geringere Gefälle. In Anlage 3 sind die mit EXTRAN und KMROUT berechneten Abflußganglinien bei unterschiedlicher Haltungslänge einander gegenübergestellt.

ROSEMANN und VEDRAL (1970) bestätigen, daß die exakte Ermittlung der charakteristischen Länge keinen großen Einfluß auf die Güte der Berechnungen hat. EULER (1983) hält eine 20 % Unter- oder Überschreitung der charakteristischen Länge für zulässig, wobei eher kleinere Längen gewählt werden sollen.

Die Güte der Berechnungen ist hier eher von der absoluten Haltungslänge abhängig. Sowohl bei 0.5 % als auch bei 1 % Gefälle steigen die Fehlergrößen mit zunehmender Haltungslänge. Dies könnte auf die Verletzung der Annahme eines linearen Wasserspiegelgefälles bei großen Berechnungsabschnitten zurückzuführen sein. EULER (1983) hält für die Kanalnetzrechnungen Rohrlängen bis zu 300 m für zulässig, was durch die hier durchgeführten Untersuchungen bestätigt werden kann.

Extreme *Unterschiede der Haltungslängen*, bereiten modelltechnisch keine Schwierigkeiten. Das synthetische Netz wird so umgestaltet, daß auf eine Haltung von 100 m Länge immer eine kürzere folgt, so daß Haltungslängen von 5 bis 100 m (Normalfall) auftreten. In Bild 9 sind die Berechnungsergebnisse aufgetragen.

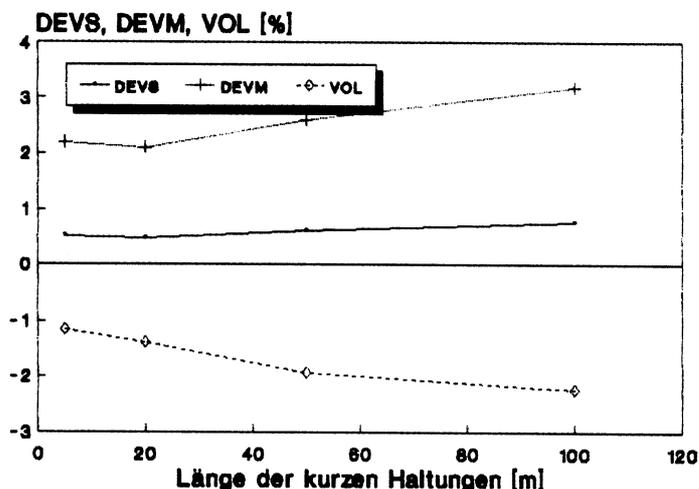


Bild 9: Einfluß unterschiedlicher Haltungslängen

Um die Einflüsse der unterschiedlich langen Fließwege auf der Oberfläche und damit der unterschiedlichen Abflußkonzentration zu eliminieren, werden Zuflußwellen aus Simulationen mit konstanter Haltungslänge benutzt.

Je geringer die Länge einer Haltung ist, so kleiner sind auch die berechneten Fehlergrößen. Dies bestätigt die weiter oben getroffenen Aussagen.

Die *Haltungsanzahl* des synthetischen Netzes wird schrittweise von 15 auf 120 Haltungen erhöht. In Bild 10 sind die berechneten Fehlergrößen aufgezeigt.

Die Deviationen erhöhen sich mit zunehmender Haltungsanzahl, liegen jedoch bei allen Netzen im Bereich "sehr gut". Die entsprechenden Ganglinien sind in Anlage 4 dargestellt. Die Fehlergrößen steigen bei größerer Haltungsanzahl nur noch geringfügig an, so daß auch für mehr als 120 Haltungen gute Ergebnisse zu erwarten sind.

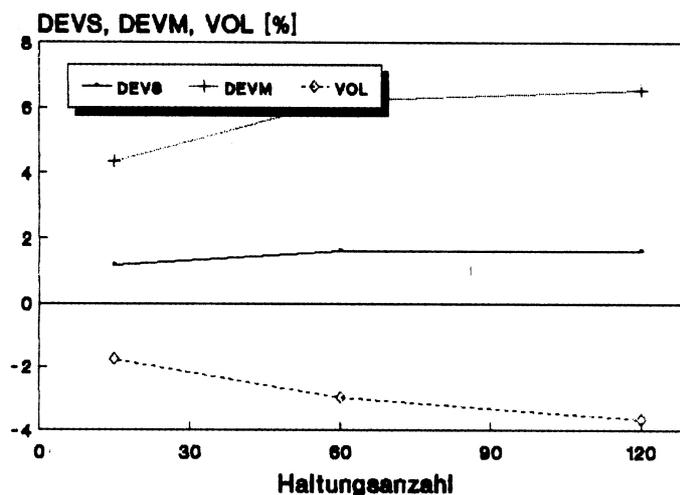


Bild 10: Fehlergrößen in Abhängigkeit der Haltungsanzahl

Bei Berechnung mit "konstanten Retentionskonstanten" sind die Berechnungsergebnisse bei hoher Haltungsanzahl wesentlich schlechter (Bild 11).

Während der Spitzenfluß bei beiden Berechnungsweisen gleich gut getroffen wird, ist die Abweichung der Schwerpunktslaufzeit beträchtlich und die Fehlergrößen DEVS und DEVM verschlechtern sich in hohem Maße. Vorgreifend sei bemerkt, daß die Gründe dafür nicht nur in der absoluten Haltungsanzahl zu suchen sind, der Füllungsgrad

der betrachteten Haltung (hier ca. 20 %) spielt ebenfalls eine große Rolle.

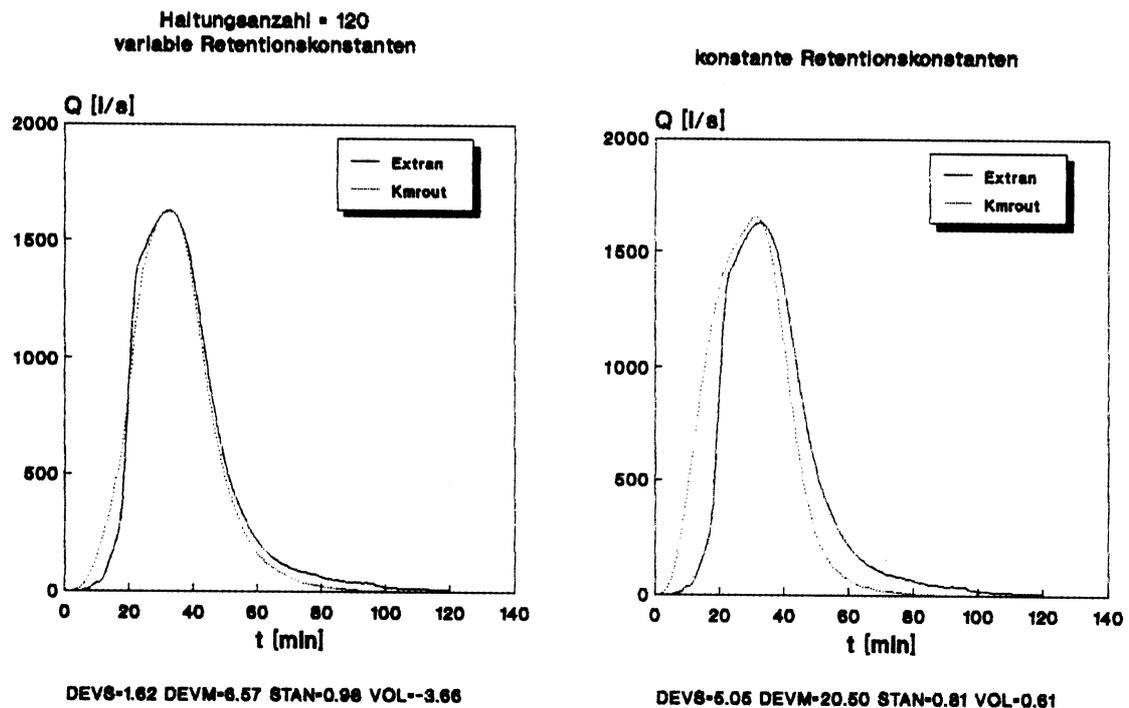


Bild 11: Ganglinienvergleich, Haltungsanzahl 120, variable und konstante Retentionskonstanten.

Der Einfluß der *Netzstruktur* wird in einem Vergleich zwischen einem verästelten Netz mit Baumstruktur und einem reinen Haltungsstrang untersucht, wobei die Anzahl der Haltungen, das Gefälle und die zugehörigen Flächen konstant gehalten werden. Es sind bei den Berechnungen kaum Unterschiede auszumachen, die Fehlergrößen sind annähernd gleich.

Die *Profilform* der Haltungen hat wenig Einfluß auf die berechneten Abweichungen (Bild 12). Sie geht in die Berechnungen nur über die jeweils unterschiedlichen dA/dQ -Beziehungen ein, welche als Eingangsgrößen für die Berechnung der Retentionskonstanten dienen. Für Kreis-, Ei- und Maulprofile werden die benötigten Werte aus Tabellen (Arbeitsblatt A 110) entnommen, für Rechteck- und Trapezprofile werden die dA/dQ -Werte iterativ berechnet.

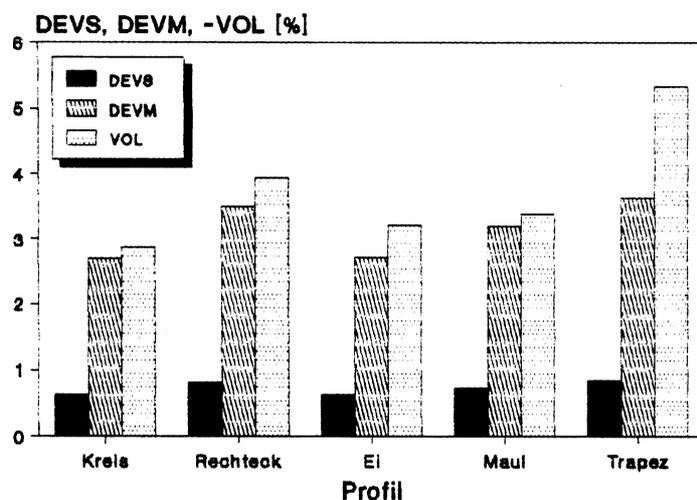


Bild 12: Fehlergrößen in Abhängigkeit der Profilform

Ereignisspezifische Parameter

Als einziger ereignisspezifischer Parameter ist die Niederschlagsbelastung und damit der *Füllungsgrad* der einzelnen Haltungen von Interesse. Die Niederschlagsbelastung wurde so gewählt, daß der maximale Abfluß in der letzten Haltung 5 bis 35 % des Vollfüllungsabflusses erreicht. Bild 13 zeigt die Berechnungsergebnisse bezüglich der Fehlergrößen.

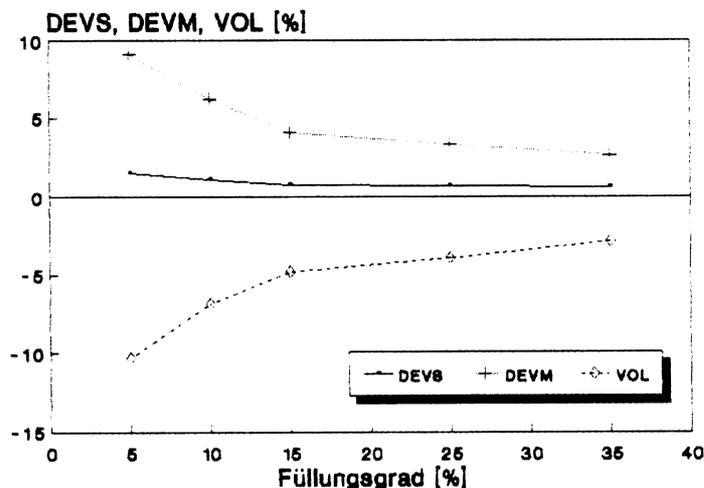


Bild 13: Fehlergrößen in Abhängigkeit des Füllungsgrades

Die Deviationen ergeben sehr gute Ganglinienangleichungen für die Berechnungen ab 5 % Füllung. Warum bei einer maximal 5%-igen Fül-

lung eine Verschlechterung eintritt, verdeutlicht die Ganglinie der Berechnung in Anlage 5. Im unteren Bereich der beiden Abflußganglinien ($< 5 \text{ l/s}$) sind Unstetigkeiten zu erkennen. In beiden Modellen wird als kleinste Abflußeinheit 1 l/s dargestellt, daher das treppenförmige Aussehen der Ganglinien im unteren Abflußbereich und die damit verbundenen höheren Abweichungen. Für Füllungsgrade über 35 % werden ebenfalls durchweg "sehr gute" Ergebnisse erzielt.

Modellspezifische Parameter

In KMROUT können zwei Modellparameter, der Simulationszeitschritt Δt und Q_{eint} zur Häufigkeit der Neuberechnung der Retentionskonstante in Abhängigkeit von jeweiligem Durchfluß, gewählt werden.

Die *Auswirkungen der Wahl von Q_{eint}* werden an zwei Berechnungsserien unter unterschiedlicher Niederschlagsbelastung und damit unterschiedlicher maximaler Füllung (100 %, 20 %) untersucht. Der Parameter Q_{eint} wird zu 0, 5, 10, 25 und 50 gesetzt. Ein Q_{eint} von 0 bedeutet eine Berechnung mit einer über den gesamten Füllungsbereich gemittelten Retentionskonstante K , bei einer Wahl von Q_{eint} zu 50 wird die Retentionskonstante bei jeder Abflußänderung um 2 % (100 % = Vollfüllungsleistung) verändert. Die Simulationsergebnisse sind in Bild 14 zusammengefaßt, in Anlage 6 sind die zugehörigen Ganglinien dargestellt.

Bei 100 % Füllung zeigt ein Ganglinienvergleich nur geringe Unterschiede zwischen den einzelnen Berechnungen. Lediglich die 5er Einteilung liefert sichtlich schlechtere Ergebnisse als die anderen. Die Abweichungen machen dies noch deutlicher. Während für Q_{eint} 10, 25 und 50 sehr gute Ganglinienangleichungen berechnet werden, fällt die 5er Einteilung deutlich ab, was sich besonders am stark verschlechterten Volumenfehler bemerkbar macht. Weiterhin fällt auf, daß die Berechnung mit über den Durchflußbereich gemittelten Retentionskonstanten ($Q_{eint} = 0$) ebenso gut ist wie mit Q_{eint} 50.

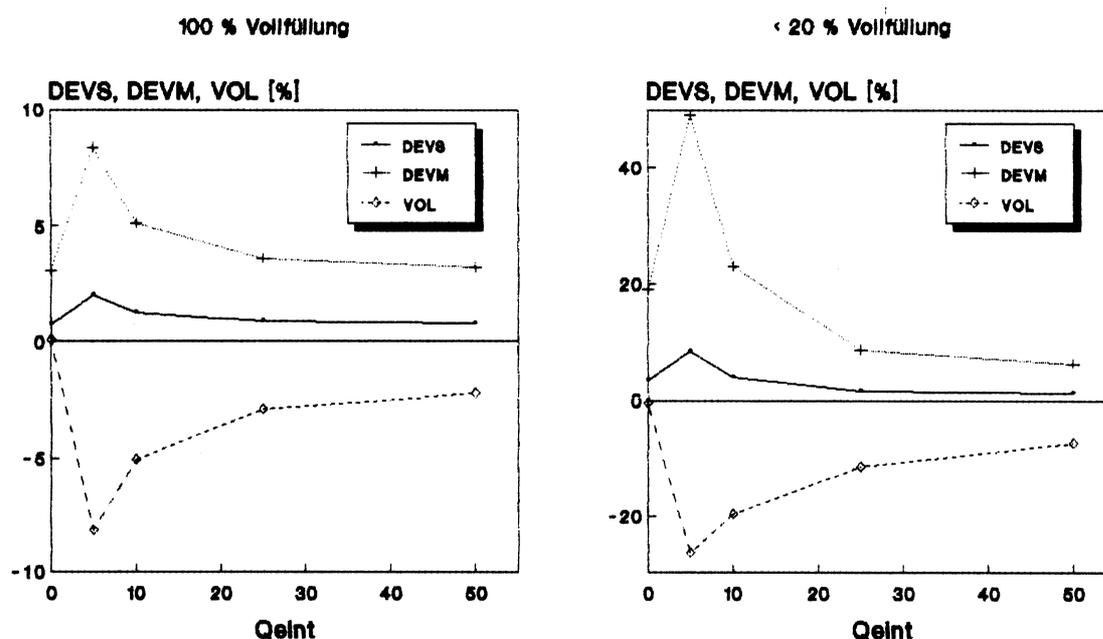


Bild 14: Fehlergrößen in Abhängigkeit des Modellparameters Q_{eint}

Betrachtet man die zweite Berechnungsserie mit maximal 20 % erreichter Vollfüllungsleistung sehen die Ergebnisse erwartungsgemäß anders aus: Bezüglich der Fehlergrößen DEVS und DEVM ist eine Q -abhängige Berechnung von K ($Q_{eint} = 25, 50$) der mit einer gemittelten Retentionskonstante deutlich überlegen. Bild 15 zeigt die Teilfüllungskurve bezogen auf die Querschnittsfläche für Kreisquerschnitte und den Verlauf des Gradienten $d(A_t/A_v)/d(Q_t/Q_v)$, welcher aus diskreten Werten berechnet wurde.

Im unteren Teilfüllungsbereich ist der Gradient $d(A_t/A_v)/d(Q_t/Q_v)$ und damit die Retentionskonstante $K = L \cdot dA/dQ$ am größten. Bei einem Verhältnis $Q_t/Q_v > 0,3$ verändert sich der Gradient nur wenig und beträgt im Mittel 0,8. Mit einer gemittelten Retentionskonstante kann diese Abhängigkeit nicht erfaßt werden und die Abweichungen sind insbesondere bei einem Verhältnis $Q_t/Q_v < 0,3$ dementsprechend höher.

Der Volumenfehler geht bei $Q_{eint} = 0$ immer gegen 0 und ist damit kleiner als bei Variation von K . Er wird, wie auch die anderen Fehlergrößen, am größten bei $Q_{eint} = 5$ und sinkt dann kontinuierlich mit zunehmendem Q_{eint} .

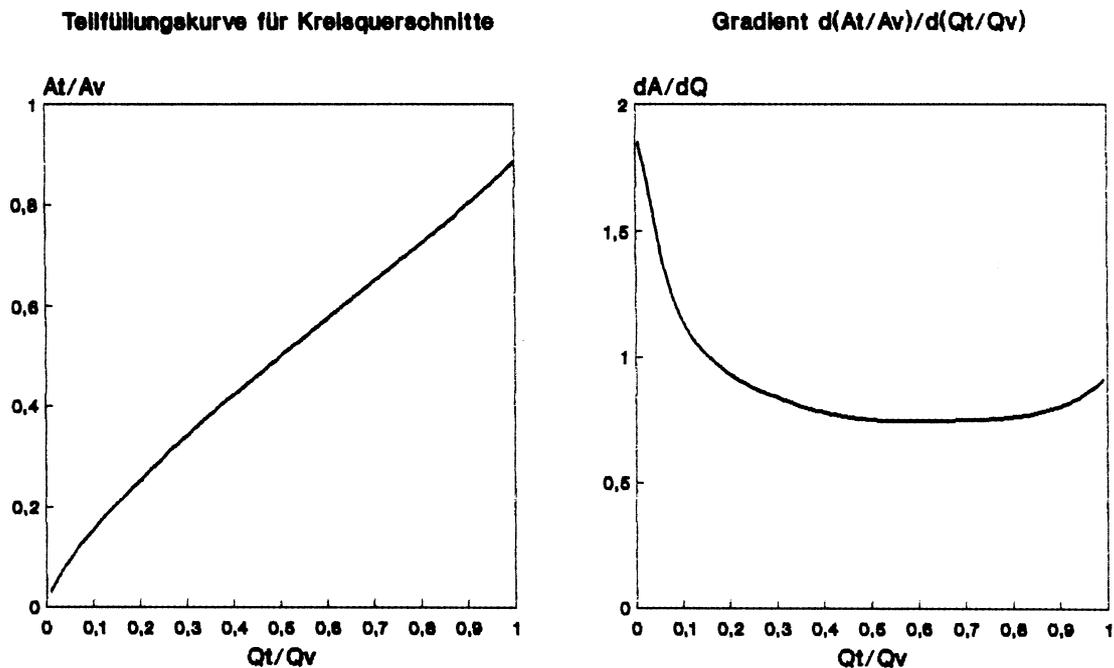


Bild 15: Teilfüllungskurve für Kreisquerschnitte nach A 110

Der *Berechnungszeitschritt* ist in KMROUT vom Benutzer frei wählbar. Ausgehend vom Standardwert 60 s wird er auf 30 s und 5 s reduziert und Berechnungen an Netzen mit 15, 60 und 120 Haltungen durchgeführt. Eine alleinige Betrachtung der so erzeugten Ganglinien (Beispiel in Anlage 7) zeigt keine signifikanten Unterschiede. Die Abweichungen für Kanalnetze mit 15 und mit 60 Haltungen sind in Bild 16 aufgetragen.

Es ist zu erkennen, daß die Deviationen und der Volumenfehler mit kleinerem Zeitschritt sinken. Bei dem Kanalnetz mit 15 Haltungen ist die Abhängigkeit der Ergebnisse vom Berechnungszeitschritt ausgeprägter als beim größeren Netz, wo ab einem Zeitschritt von 30 s eine Verbesserung nur bezogen auf den Volumenfehler eintritt.

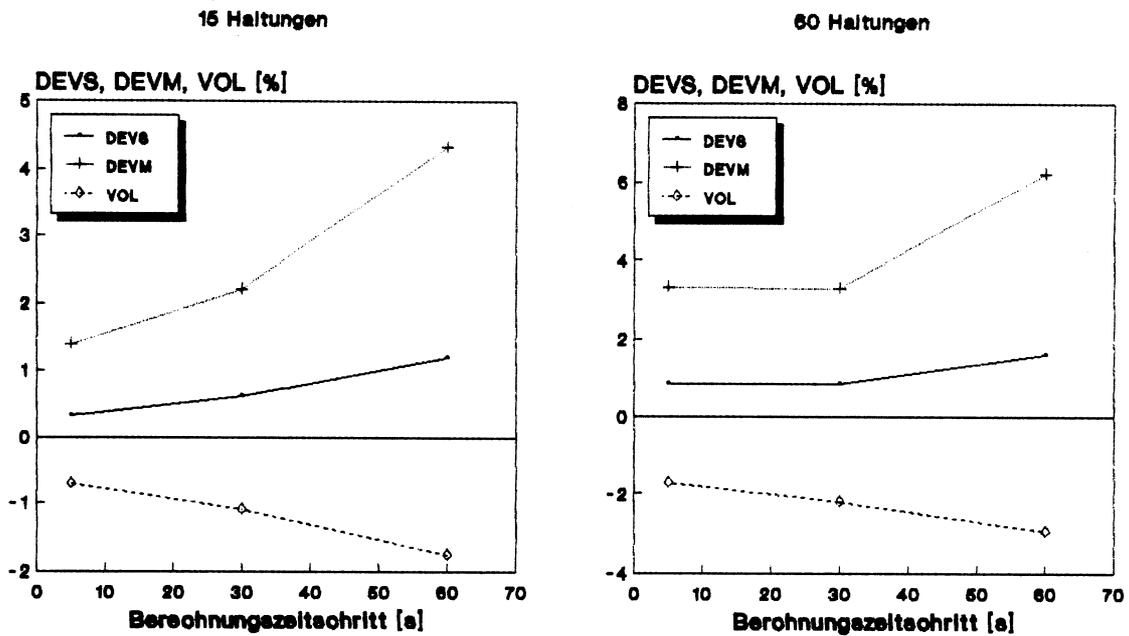


Bild 16: Fehlergrößen in Abhängigkeit des Berechnungszeitschrittes

Anmerkungen zu den Untersuchungen an synthetischen Netzen

Der Berechnungszeitschritt soll kleiner sein als die Retentionskonstante (EULER 1983, ROSEMAN, VEDRAL 1970). Bei den vorangegangenen Untersuchungen wird diese Bedingung mehrfach nicht eingehalten. Bei den Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Haltungslängen sind die Ergebnisse im Bereich kleiner Haltungslängen am besten. Aber gerade hier wird die Retentionskonstante kleiner (maximale Retentionskonstante $K = 0,204 \text{ min}$ bei einer Haltungslänge 10 m) als der standardmäßige Berechnungszeitschritt von 1 min. Das gleiche gilt für die Berechnungen zum Gefälle. Bei großem Gefälle (10 %, 20 %) sind die Retentionskonstanten kleiner als der Berechnungszeitschritt. Bei diesen Untersuchungen hat die Verletzung der oben genannten Bedingung keinen erkennbaren Einfluß auf die Berechnungsgenauigkeit.

Alle durchgeführten Sensitivitätsanalysen zeigen, daß die Fehlergrößen steigen, wenn die Veränderung von einer durchflußabhängigen Retentionskonstanten zur nächsten groß ist (z.B. 5 er Einteilung).

Im unteren Teilfüllungsbereich mit hohen Gradienten (Bild 15) ist die Veränderung von $K = L * dA/dQ$ besonders hoch und damit die Differenz zwischen aufeinanderfolgenden Retentionskonstanten ebenfalls.

Die Simulationsergebnisse bezüglich der Verringerung des Simulationszeitschrittes unterstreichen obige Annahme. Bei großen Zeitschritten beträgt die Abflußänderung in den Haltungen von einem Zeitschritt zum nächsten oft mehr als 2% (bezogen auf die Vollfüllungsleistung). Bei einem Q_{eint} von 50 können so von einem Zeitschritt zum anderen mehrere Abflußklassen übersprungen werden, wodurch die Differenz aufeinanderfolgender Retentionskonstanten groß wird.

Die Berechnungen zum Einfluß der Haltungslänge und des Gefälles lassen sich ähnlich interpretieren. Die Haltungslänge geht in die Berechnung der Retentionskonstanten linear ein. Bei Erhöhung der Haltungslänge werden die Retentionskonstanten ebenfalls größer. Geringes Gefälle bedingt geringe Abflußleistung. Der Nenner des Gradienten dA/dQ wird klein und so der Gradient wie auch die Retentionskonstante groß. Damit wird auch die Differenz zweier aufeinanderfolgender Konstanten größer und die Fehlergrößen steigen an.

Eine Berechnung mit KMROUT sollte deswegen entweder mit $Q_{eint} = 50$ (insbesondere in unteren Teilfüllungsbereichen) oder mit $Q_{eint} = 0$ durchgeführt werden, um möglichst gute Ergebnisse zu erhalten.

4.3 Untersuchung an realen Netzen

Ausgangspunkt der Untersuchungen sind 19 Kanalnetze (Urban Drainage Catchments = UDM-Netze), von denen neben den Netzdaten auch gemessenen Niederschlags-Abflußereignisse vorliegen (MAKSIMOVIC, RADOJKOVIC 1986).

Simulationen unter Blockregenbelastung werden an 12 Netzen vorgenommen. Eine Zusammenstellung der erzielten Fehlergrößen zeigt Tabelle 2. Die Ganmlinien sind in Anlage 8 enthalten.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Fehlergrößen (Berechnung der UDM-Netze unter Blockregenbelastung)

Netz [-]	Regen [mm/min]	DEVS [%]	DEVM [%]	STAN [%]	VOL [%]	dQmax [%]	dTs [%]
CA01	0,4	0,60	3,06	1,00	-2,51	-0,14	-3,35
US01	0,4	0,81	2,86	1,00	-1,56	0,05	2,24
US02	0,5	0,47	2,90	1,00	-1,70	-2,89	-1,79
GB01	0,4	2,71	14,70	0,98	-6,49	-29,10	-0,74
GB02	0,2	1,67	9,50	0,99	-6,23	-1,92	-8,73
FR01	0,2	1,42	10,50	0,98	-3,60	4,40	-12,9
AU01	0,4	0,41	3,30	1,00	-2,98	0,36	-5,28
SE01	0,4	0,33	1,61	1,00	-2,00	-0,59	-2,08
SE02	0,4	4,04	20,80	0,91	-11,3	-17,3	10,40
DK01	0,4	0,47	3,16	0,99	-3,08	-4,70	-2,76
NO01	0,4	0,35	2,06	1,00	-2,23	-0,48	-2,53
IT01	0,4	0,47	1,61	1,00	-1,28	-0,16	-0,73

Die Deviationen bewegen sich in ähnlichen Bereichen wie bei der Berechnung der synthetischen Netze. Bei zwei Netzen, UDMSE02 und UDMGB01 sind die Abweichungen deutlich größer. Der angesetzte Blockregen von 0,4 mm/min erzeugt hier in 5 % bzw. 45 % aller Schächte Ein- oder Überstau. KMROUT ist zumindest in der vorliegenden Version nicht in der Lage, zufriedenstellend näherungsweise Ein- und Überstau zu simulieren.

Bild 17 zeigt die DEVS für die berechneten UDM-Netze in Abhängigkeit der Haltungsanzahl, der Haltungslänge und des mittleren Gefälles.

Eindeutige Zusammenhänge zwischen den Netzparametern und den Abweichungen, wie bei den synthetischen Netzen erkennbar, zeichnen sich nicht ab. Es überlagern sich hier die unterschiedlichen Einflüsse der Parameter. Die an den synthetischen Netzen getroffenen Aussagen lassen sich jedoch tendenziell bestätigen.

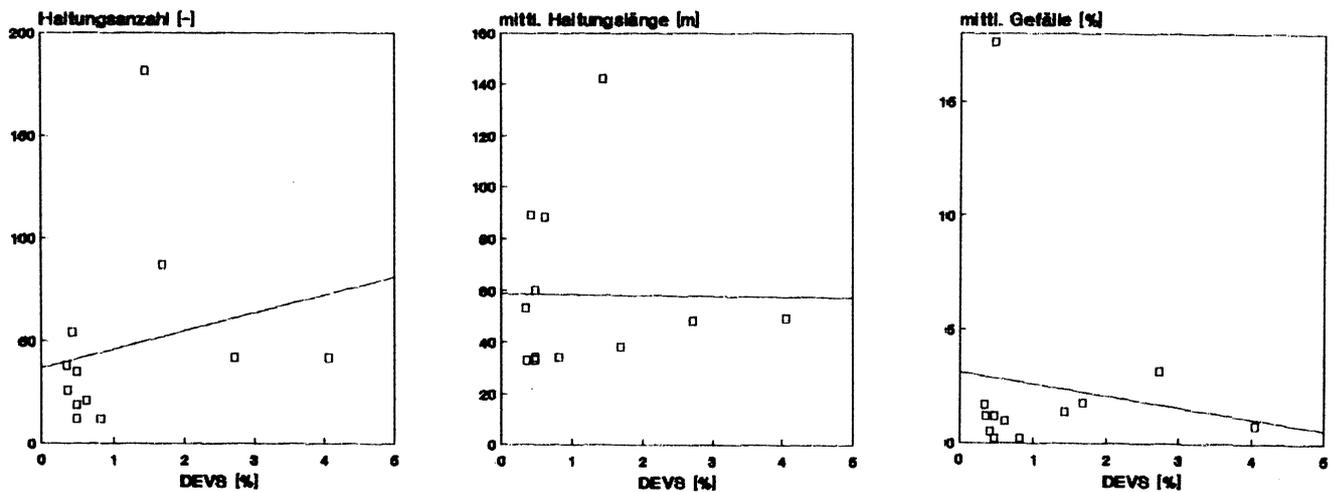


Bild 17: DEVS in Abhängigkeit unterschiedlicher Netzparameter der UDM-Netze

Simulationen unter Naturregenbelastung werden an 7 UDM-Netzen durchgeführt. Verglichen werden hier wieder die Abweichungen KMROUT - EXTRAN und zum Vergleich die jeweils gemessenen Abflüsse (Beispiele in Anlage 9). Exemplarisch sei hier ein Ganglinienvergleich in Bild 18 für das Netz UDMCA01 dargestellt.

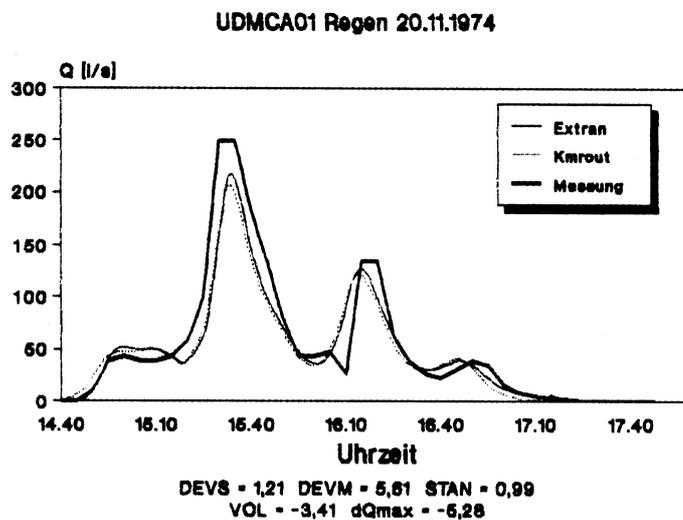


Bild 18: Ganglinienvergleich EXTRAN - KMROUT - Messung

Beide Modelle sind in der Lage, die gemessenen Naturereignisse gut nachzubilden. Die Differenz zwischen der KMROUT und EXTRAN Simulation ist klein gegenüber der Abweichung bezogen auf die gemessenen Ganglinie. Die Berechnungsergebnisse der Naturregenberechnung sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3 : Fehlergrößen EXTRAN - KMROUT unter Naturregenbelastung
(dt = 60 s, Qeint = 50)

Netz [-]	Regen [-]	DEVS [%]	DEVM [%]	STAN [%]	VOL [%]	dQmax [%]
US03	26.06.75	0,74	2,68	1,00	-1,45	-4,57
DK01	12.07.81	0,87	6,15	0,99	-4,67	-10,28
DK01	18.08.81	0,77	5,02	0,99	-5,48	-5,06
SE01	12.09.84	0,30	1,71	1,00	-1,49	-1,24
SE01	13.09.84	1,28	5,00	0,99	-4,42	0,58
CA01	20.11.74	1,21	5,61	0,99	-3,40	-5,28
GB01	18.09.81	1,87	15,05	0,98	-8,52	-17,90

Alle Abweichungen bewegen sich im "sehr guten" Bereich. Unter der Voraussetzung, daß kein nennenswerter Ein- oder Überstau im Netz eintritt, ist die Berechnungsgenauigkeit von KMROUT der von EXTRAN ebenbürtig.

5. Zusammenfassung und Ausblick KMROUT

KMROUT ist ein hydrologisches Abflußsimulationsmodell, das zeitschritt- und haltungsweise den Abfluß im Kanalnetz berechnet. Die Abflußbildung und die Abflußkonzentration werden mit einem Oberflächenabflußmodell berechnet, das Zuflußwellen für jeden Kanalschacht liefert.

KMROUT basiert auf dem Kalinin-Miljukov-Verfahren. Die modellspezifischen Parameter werden aus Kanalnetzdaten und in Abhängigkeit des Durchflusses der einzelnen Haltungen bestimmt.

Die Berechnungsgenauigkeit wird an synthetischen Netzen unter Blockregenbelastung, an realen Netzen (UDM-Netze) unter Block- und Naturregenbelastung anhand von unterschiedlichen Prüfkriterien unter Beweis gestellt.

Der Rechenzeitbedarf von KMROUT ist im Mittel um den Faktor 64 geringer als bei der hydrodynamischen Berechnung mit dem Modell EXTRAN. Wird ohne durchflußabhängige Retentionskonstante gerechnet, sinkt der Zeitbedarf noch einmal um 25 %.

Die Simulation mit durchflußabhängigen Retentionskonstanten hat insbesondere im unteren Teilfüllungsbereich der Rohre deutliche Vorteile gegenüber der mit über den gesamten Durchflußbereich gemittelten Konstanten.

Zurzeit wird das Modell um einen einfachen Algorithmus für die näherungsweise Berechnung von Ein- und Überstau erweitert. Als Sonderbauwerke werden zudem noch Wehre und Speicherbauwerke implementiert.

Im Rahmen eines von der Stiftung Volkswagenwerk finanzierten Forschungsprojektes wird ein gekoppeltes hydrologisch- hydrodynamisches Kanalnetzrechnungsmodell entwickelt. Die beschriebenen Untersuchungen stellen die Leistungsfähigkeit des hydrologischen Modells KMROUT unter Beweis, so daß es als hydrologische Komponente im gekoppelten Modell eingesetzt wird. Weitere Einsatzbereiche des Modells KMROUT sind Problemstellungen, die hohe Rechengeschwindigkeiten (z.B. Steuerung, Langzeitsimulation) erfordern.

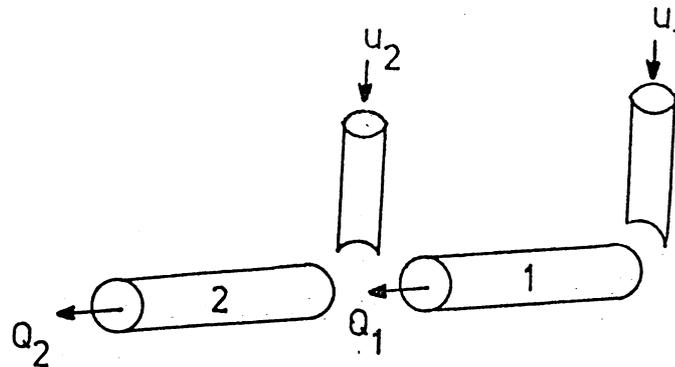
Literatur

- DIEKMANN, R.: Anwendungsbereiche und Grenzen eines detaillierten hydrologischen Kanalnetzrechnungsmodelles. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft, Universität Hannover, Hannover 1990.
- EULER, G.: Anwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens. 5. Fortbildungslehrgang für Hydrologie des DVWK, Barsinghausen 1973.
- Euler, G.: Ein hydrologisches Näherungsverfahren für die Berechnung des Wellenablaufes in teilgefüllten Kreisrohren. Wasser und Boden, Heft 2, 1983.
- FUCHS, L.; VERWORN, H.-R.: Mikrocomputer in der Stadtentwässerung, Kanalnetzrechnung -Modellbeschreibung-, Hannover 1988.
- MAKSIMOVIC, C., RADOJKOVIC, M.: Urban Drainage Catchments. Pergamon Press, London 1986
- MANIAK, U.: Vergleich von Niederschlag-Abfluß-Modellen. 5. Fortbildungslehrgang für Hydrologie des DVWK, Barsinghausen 1973
- RITSCHER, U.: Ein mathematisch physikalisches Abflußmodell zur Berechnung von Hochwasserabflüssen und Untersuchung des Betriebes von Rückhaltebecken. Dissertation an der Fakultät für Bauwesen der Technischen Universität Braunschweig, Braunschweig 1971
- ROSEMANN, H.J., VEDRAL, J.: Das Kalinin-Miljukov-Verfahren zur Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen. Schriftenreihe der Bayrischen Landesstelle für Gewässerkunde, Heft 6, München 1970
- SEMKE, M.: Entwicklung von Strategien und Algorithmen zur gezielten, zentralen Regelung des Abflusses in Mischkanalisationen durch mathematische Simulation. Diplomarbeit am Institut für Informatik und Institut für Wasserwirtschaft, Universität Hannover, Hannover 1984
- ZIOR, F.: Regenwasserabfluß auf Fahrbahnoberflächen - experimentelle und theoretische Untersuchungen -. Technische Berichte der Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Institut für Wasserbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 38, Darmstadt 1987.

ANLAGE 1

ZUSTANDSFORMULIERUNG DER ARBEITSGLEICHUNG FÜR ZWEI AUF EINANDERFOLGENDE HALTUNGEN

Ausgehend von der Arbeitsgleichung (25) werden die Terme des Abflußrechnungsmodells (26) beschrieben:



$$(1) \quad Q_1(t+1) = (1-c_1) \cdot Q_1(t) + (c_1-d_1) \cdot u_1(t) + d_1 \cdot u_1(t+1)$$

$$(2) \quad Q_2(t+1) = (1-c_2) \cdot Q_2(t) + (c_2-d_2) \cdot (u_2(t)+Q_1(t)) + d_2 \cdot (u_2(t+1)+Q_1(t+1))$$

Einsetzen von (1) für $Q_1(t+1)$ in (2) ergibt :

$$(2') \quad Q_2(t+1) = (1-c_2) \cdot Q_2(t) + (c_2-d_2) \cdot u_2(t) + (c_2-d_2) \cdot Q_1(t) + d_2 \cdot u_2(t+1) + d_2 \cdot (1-c_1) \cdot Q_1(t) + d_2 \cdot (c_1-d_1) \cdot u_1(t) + d_2 \cdot d_1 \cdot u_1(t+1)$$

$$= (1-c_2) \cdot Q_2(t) + ((c_2-d_2) + d_2 \cdot (1-c_1)) \cdot Q_1(t) + d_2 \cdot (c_1-d_1) \cdot u_1(t) + (c_2-d_2) \cdot u_2(t) + d_2 \cdot d_1 \cdot u_1(t+1) + d_2 \cdot u_2(t+1)$$

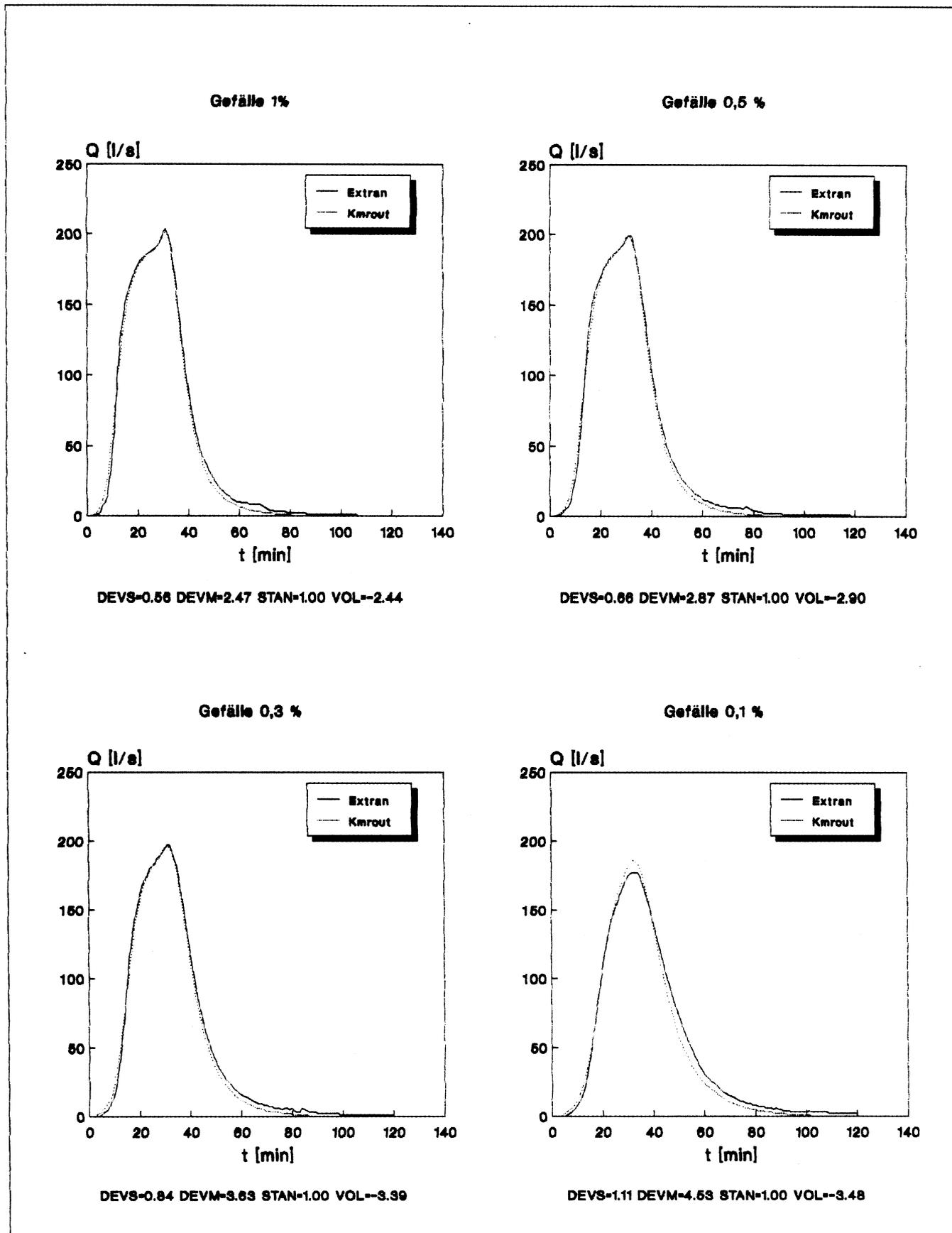
Mit (1) und (2') wird eine Kanalnetzstruktur bestehend aus zwei Haltungen beschrieben durch :

$$\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{bmatrix}_{t+1} = A * \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{bmatrix}_t + B * \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}_t + C * \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}_{t+1}$$

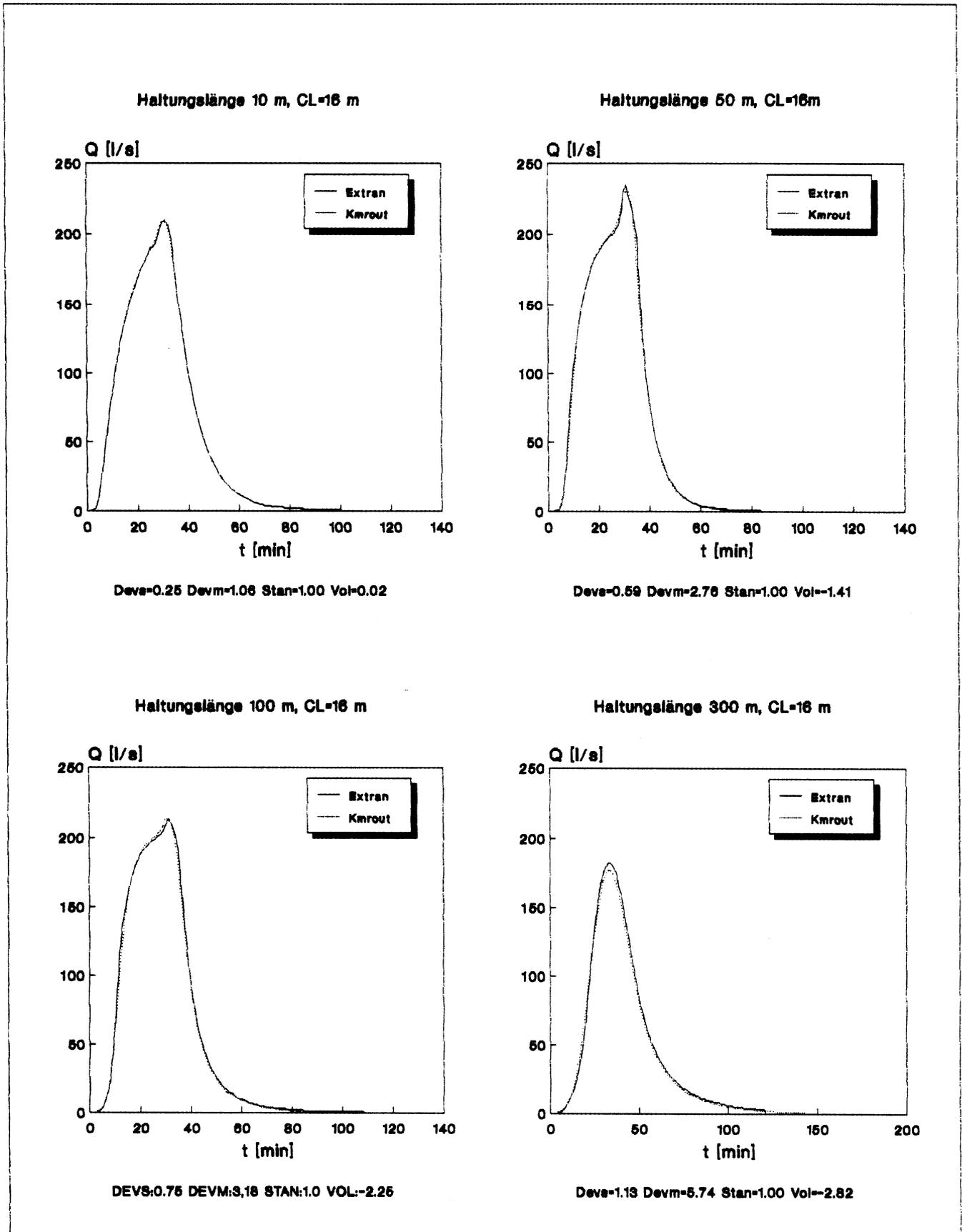
$$\text{mit } A = \begin{vmatrix} 1-c_1 & 0 \\ (c_2-d_2)+d_2(1-c_1) & 1-c_2 \end{vmatrix}, \quad B = \begin{vmatrix} c_1-d_1 & 0 \\ d_2(c_1-d_1) & c_2-d_2 \end{vmatrix}$$

$$\text{und } C = \begin{vmatrix} d_1 & 0 \\ d_2 d_1 & d_2 \end{vmatrix}$$

ANLAGE 2

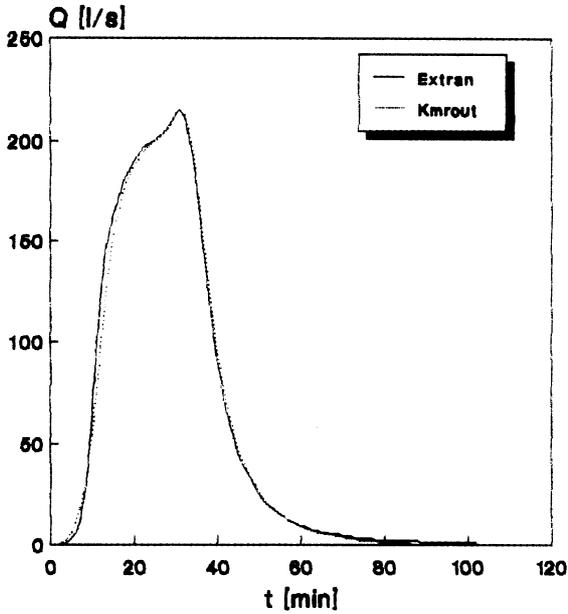


ANLAGE 3



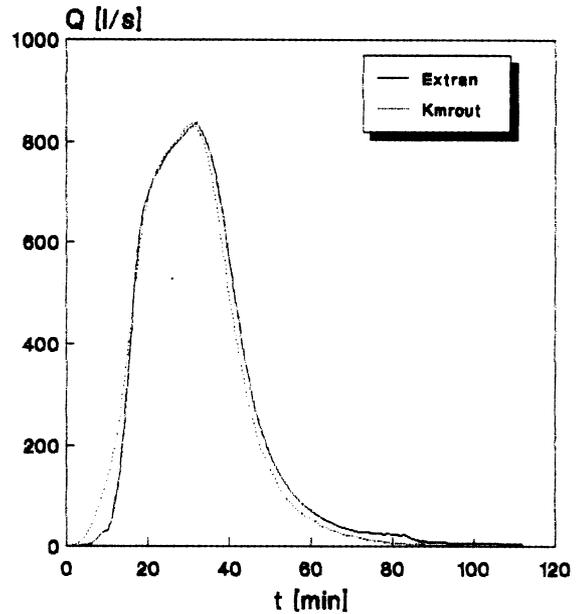
ANLAGE 4

Haltunanzahl = 15
(variable Retentionskonstanten)



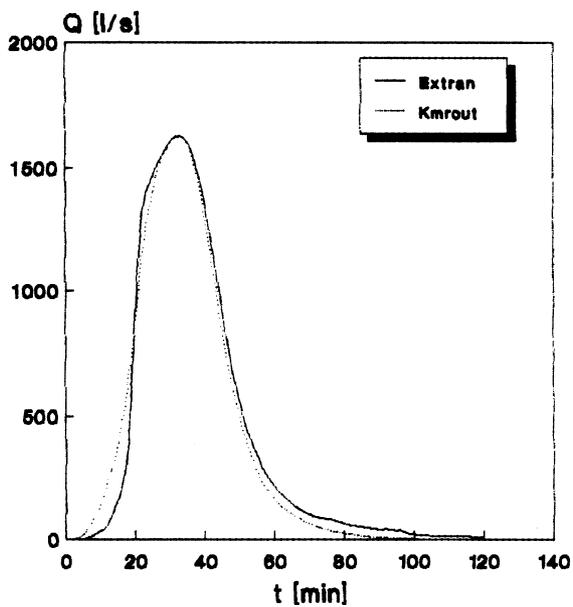
DEVS=1.19 DEVM=4.33 STAN=1.0 VOL=-1.76

Haltunanzahl = 60, dt 60 sec.
(variable Retentionskonstanten)



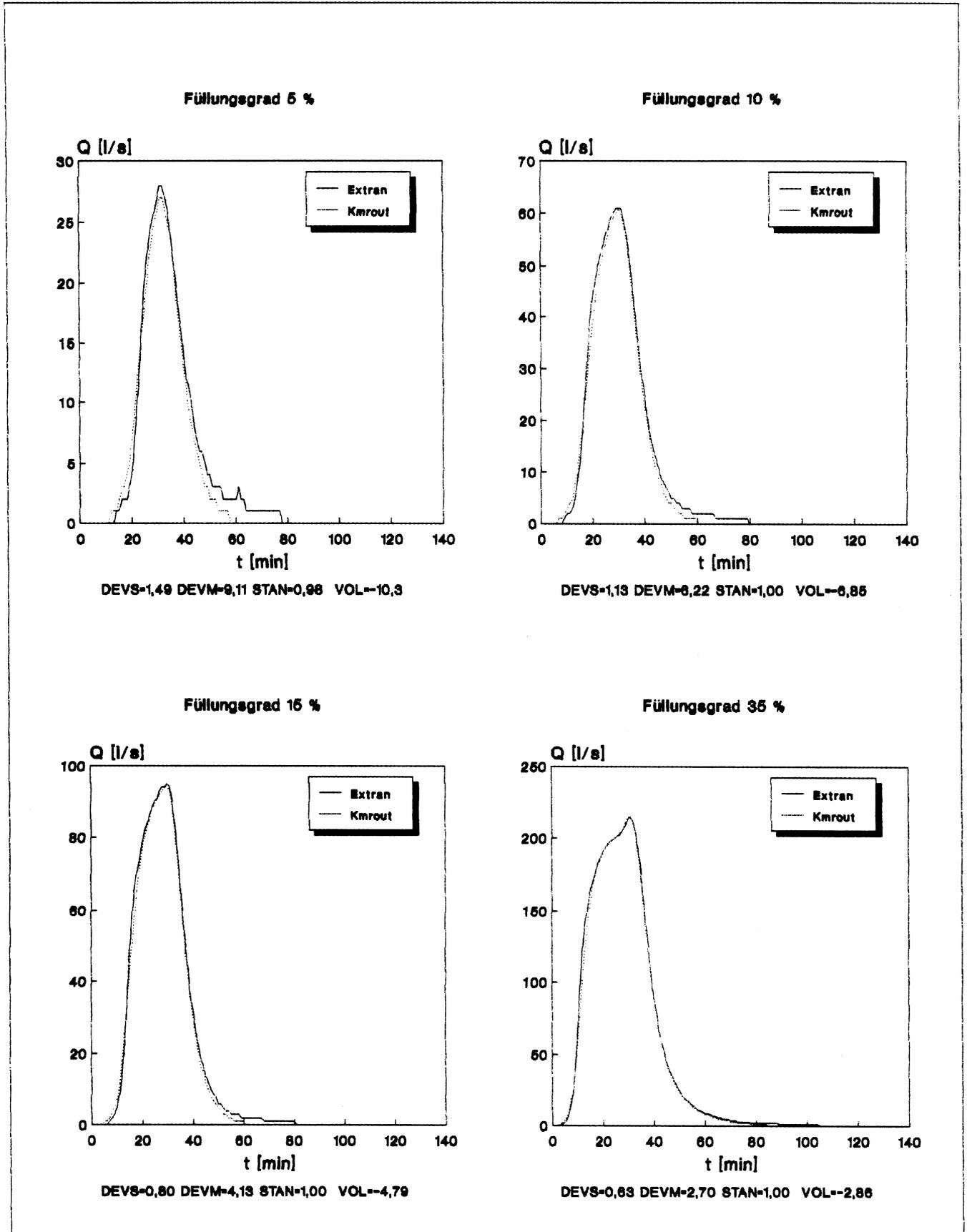
DEVS=1.61 DEVM=6.23 STAN=0.99 VOL=-2.96

Haltunanzahl = 120
variable Retentionskonstanten



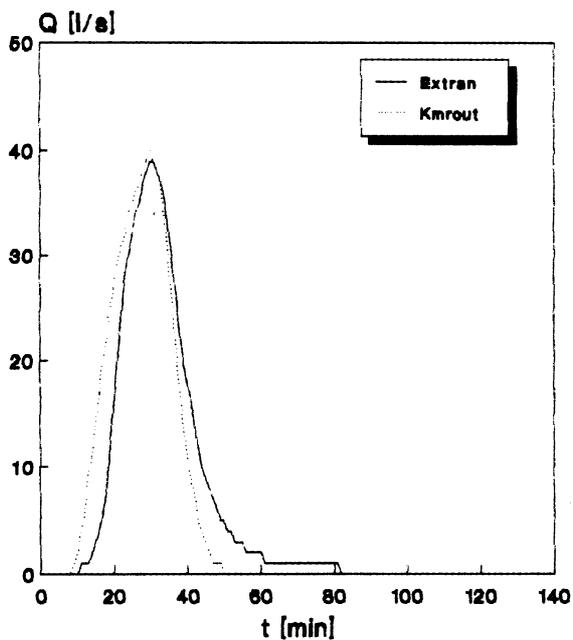
DEVS=1.62 DEVM=6.67 STAN=0.98 VOL=-3.66

ANLAGE 5



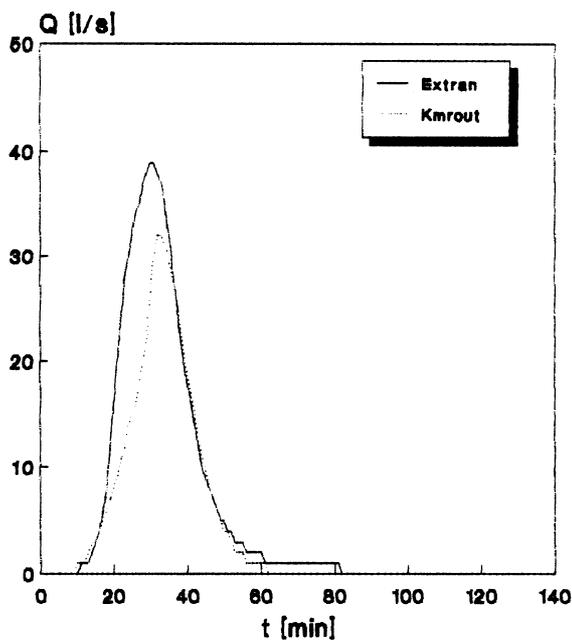
ANLAGE 6a

Qeint = 0, <20% Füllungsgrad



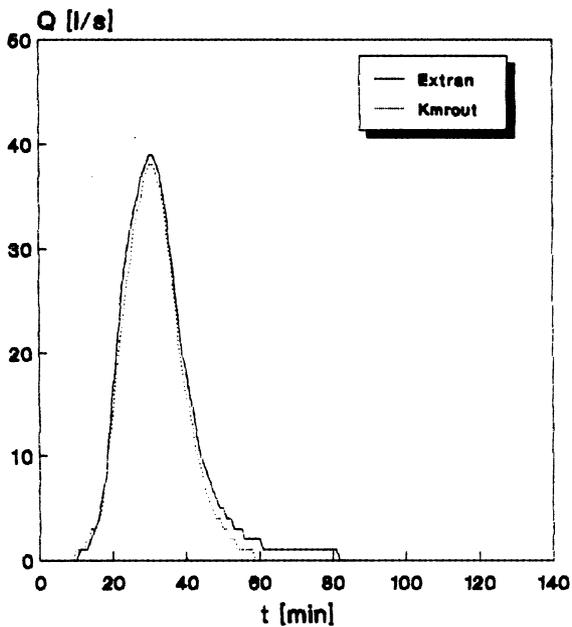
DEVS=3.26 DEVM=18.97 STAN=0.88 VOL=-0.47

Qeint = 5, <20% Füllungsgrad



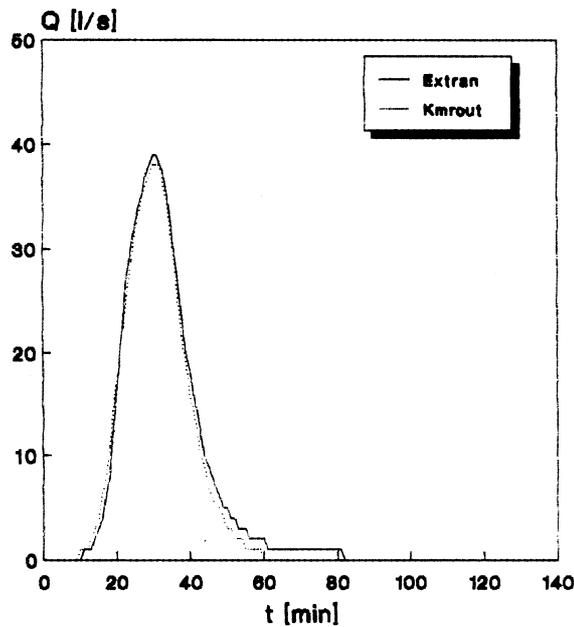
DEVS=8.43 DEVM=49.01 STAN=0.83 VOL=-28.8

Qeint = 25, <20% Füllungsgrad



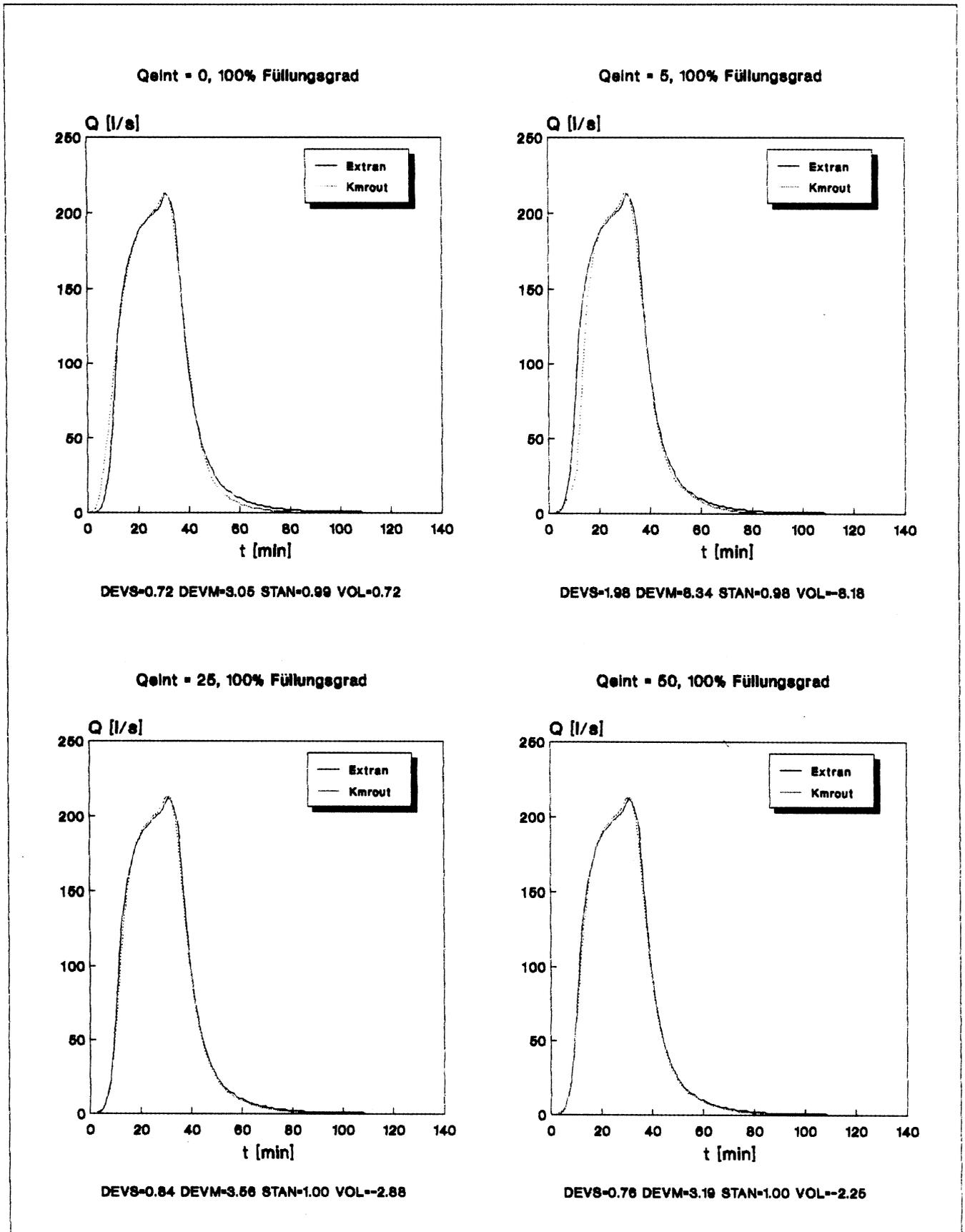
DEVS=1.47 DEVM=8.55 STAN=1.00 VOL=-11.22

Qeint = 50, <20% Füllungsgrad



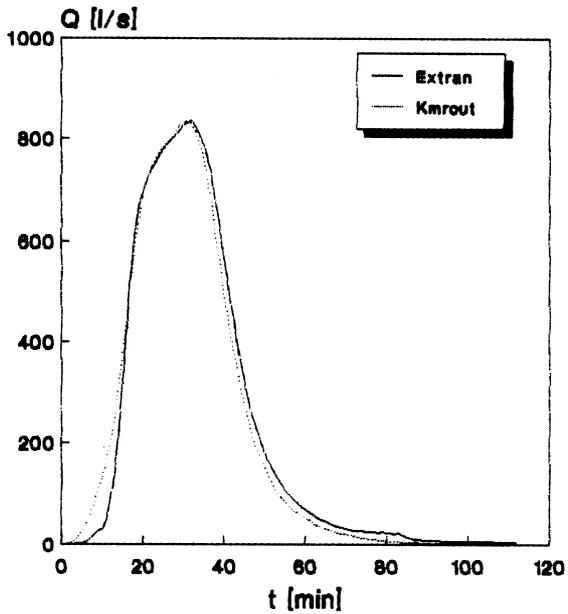
DEVS=1.04 DEVM=6.03 STAN=1.00 VOL=-7.26

ANLAGE 6b



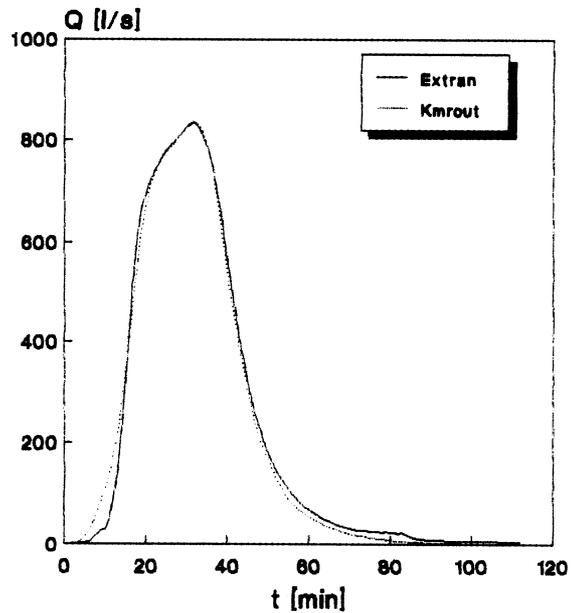
ANLAGE 7

Haltungsanzahl = 60, dt 60 sec.
(variable Retentionskonstanten)



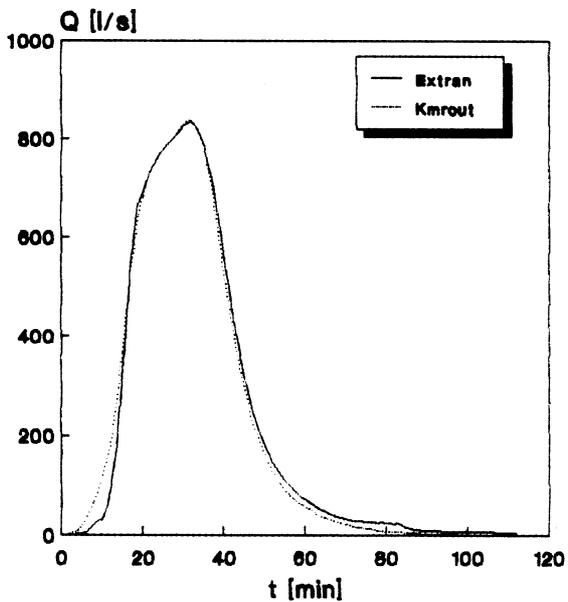
DEVS=1.61 DEVM=6.23 STAN=0.99 VOL=-2.96

Haltungsanzahl = 60, dt = 30 sec.
(variable Retentionskonstanten)



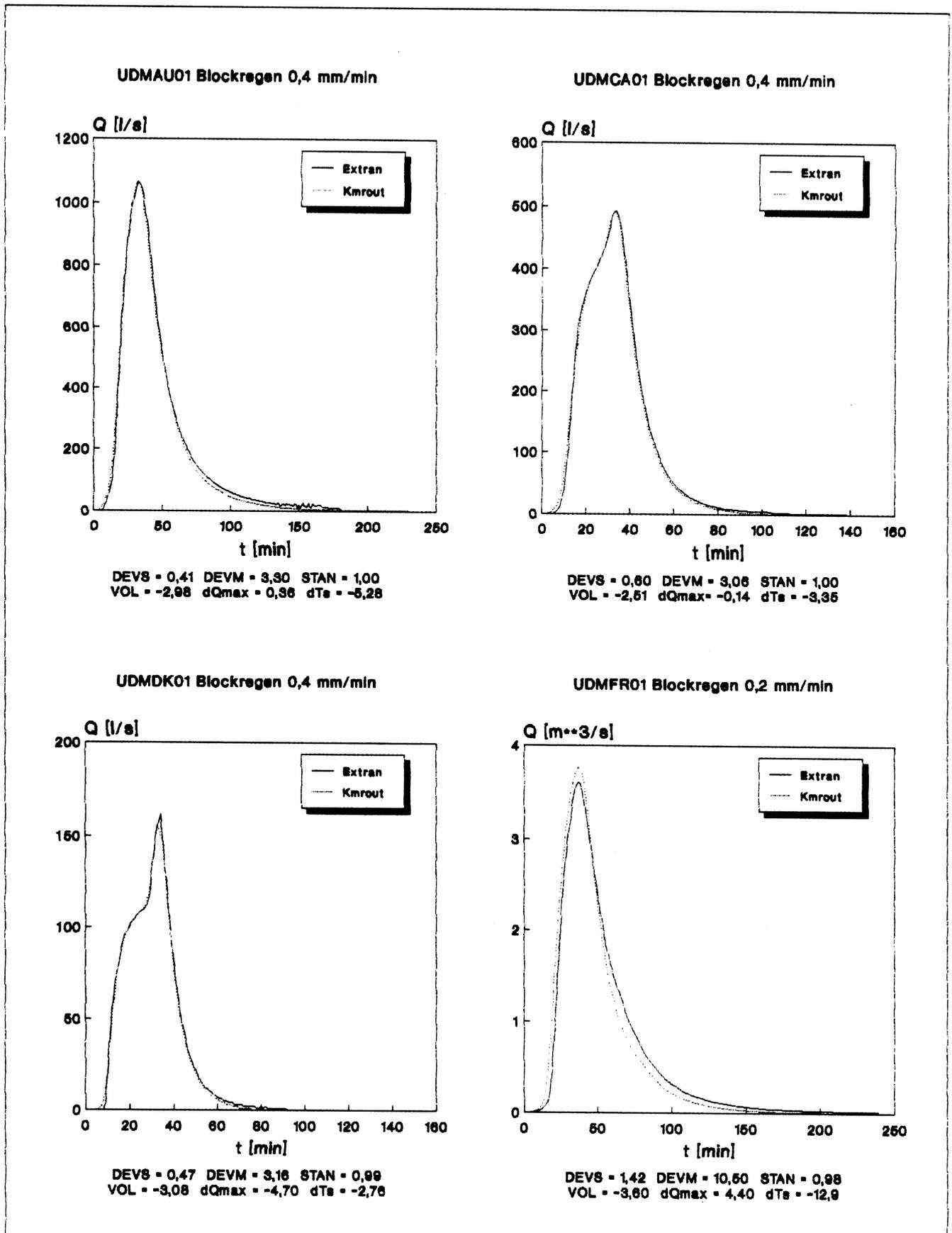
DEVS=0.85 DEVM=3.30 STAN=0.99 VOL=-2.21

Haltungsanzahl = 60, dt = 5 sec
(variable Retentionskonstanten)



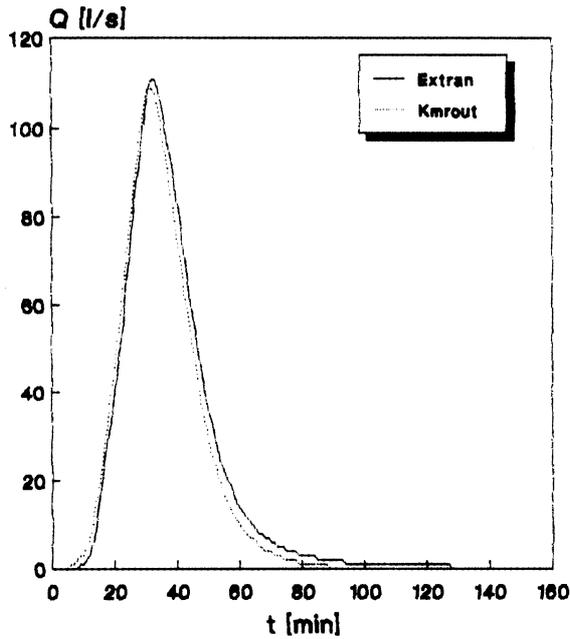
DEVS=0.86 DEVM=3.33 STAN=0.99 VOL=-1.70

ANLAGE 8a



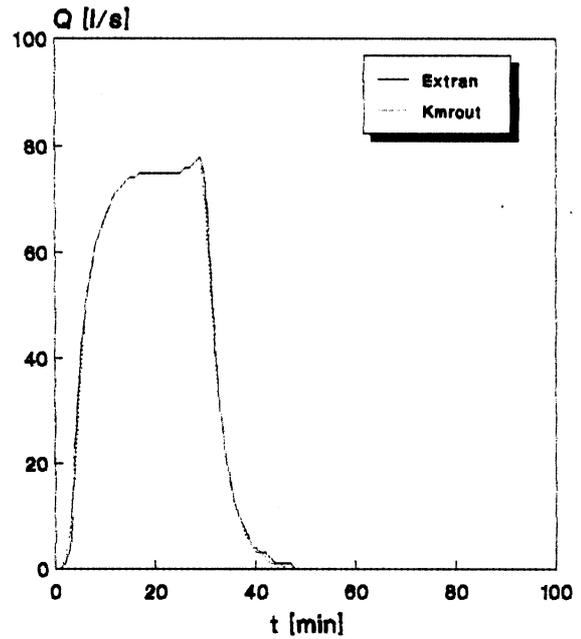
ANLAGE 8b

UDMGB02 Blockregen 0,2 mm/min



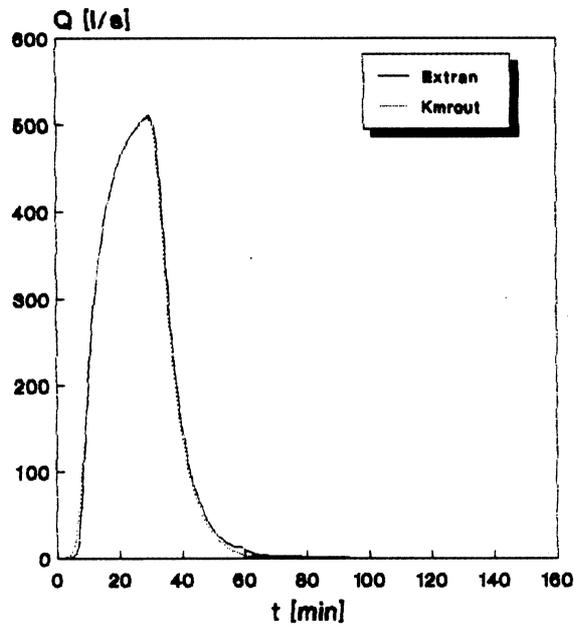
DEVS = 1,67 DEVM = 9,60 STAN = 0,99
VOL = -6,29 dQmax = -1,92 dTs = -8,73

UDMIT01 Blockregen 0,4 mm/min



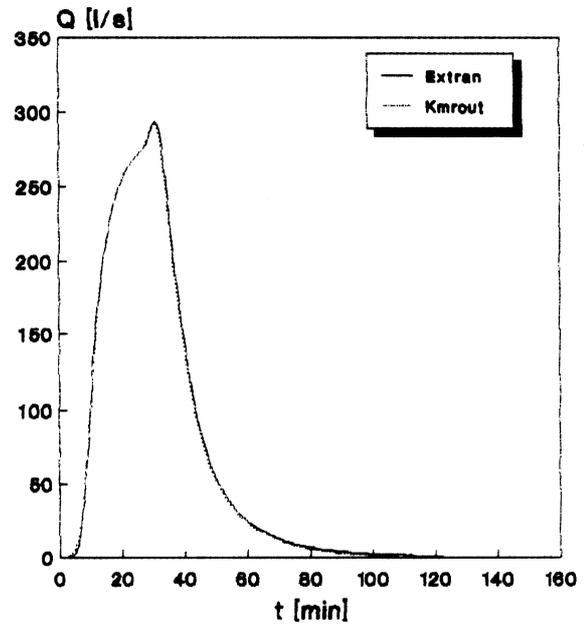
DEVS = 0,47 DEVM = 1,61 STAN = 1,00
VOL = -1,28 dQmax = -0,16 dTs = -0,73

UDMNO01 Blockregen 0,4 mm/min



DEVS = 0,36 DEVM = 2,06 STAN = 1,00
VOL = -2,23 dQmax = -0,48 dTs = -2,53

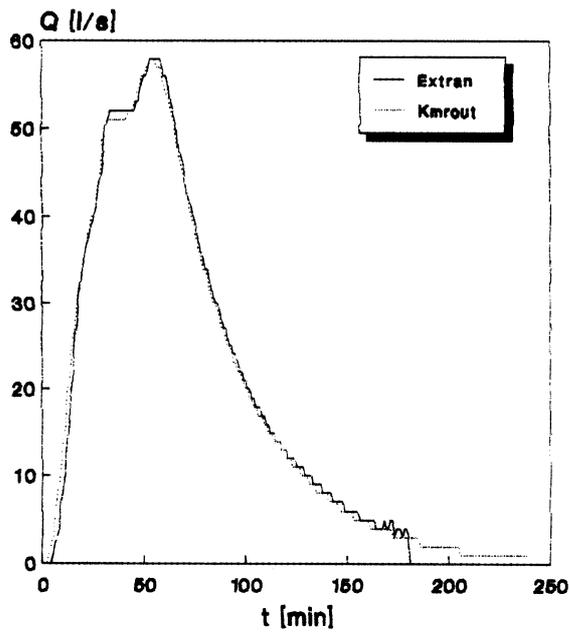
UDMSE01 Blockregen 0,4 mm/min



DEVS = 0,33 DEVM = 1,61 STAN = 1,00
VOL = -2,0 dQmax = -0,69 dTs = -2,08

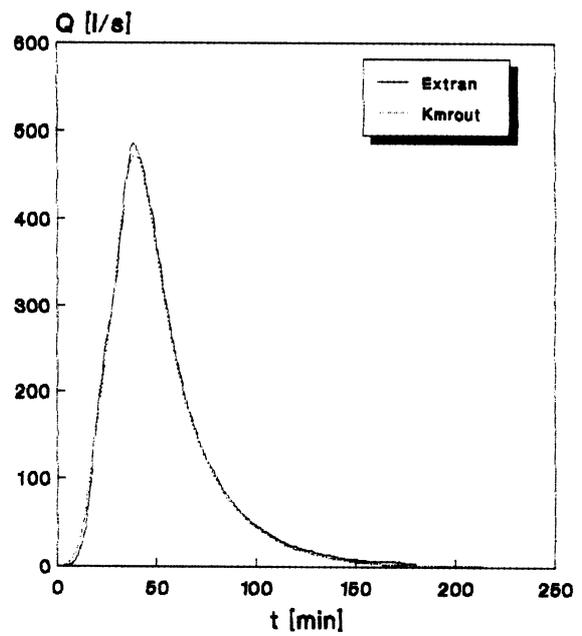
ANLAGE 8c

UDMUS01 Blockregen 0,4 mm/min



DEVS = 0,81 DEVM = 2,88 STAN 0 1,00
VOL = -1,56 dQmax 0 0,05 dTe = 2,24

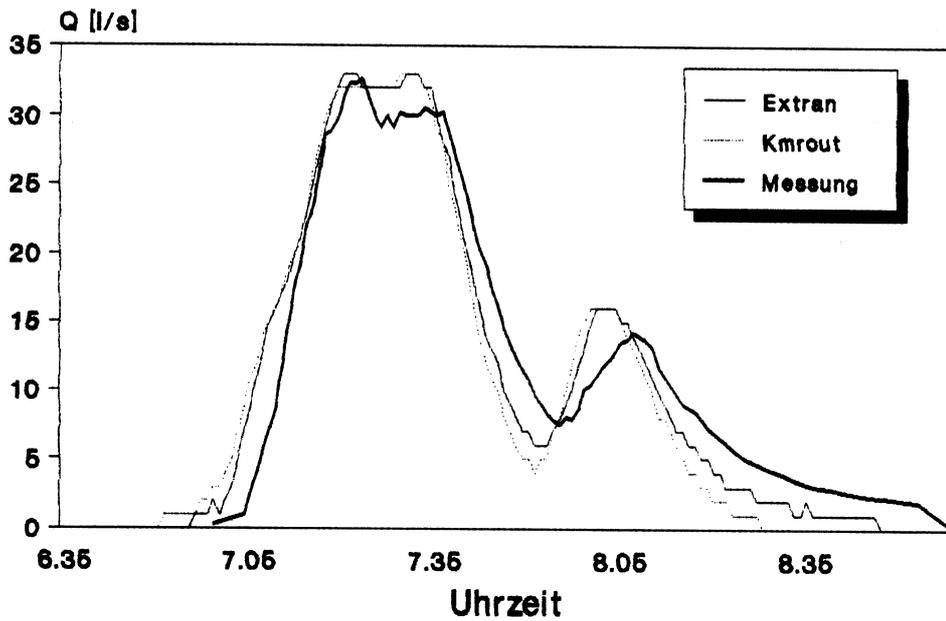
UDMUS02 Blockregen 0,5 mm/min



DEVS = 0,47 DEVM = 2,90 STAN = 1,00
VOL = -1,70 dQmax = -2,89 dTe = -1,79

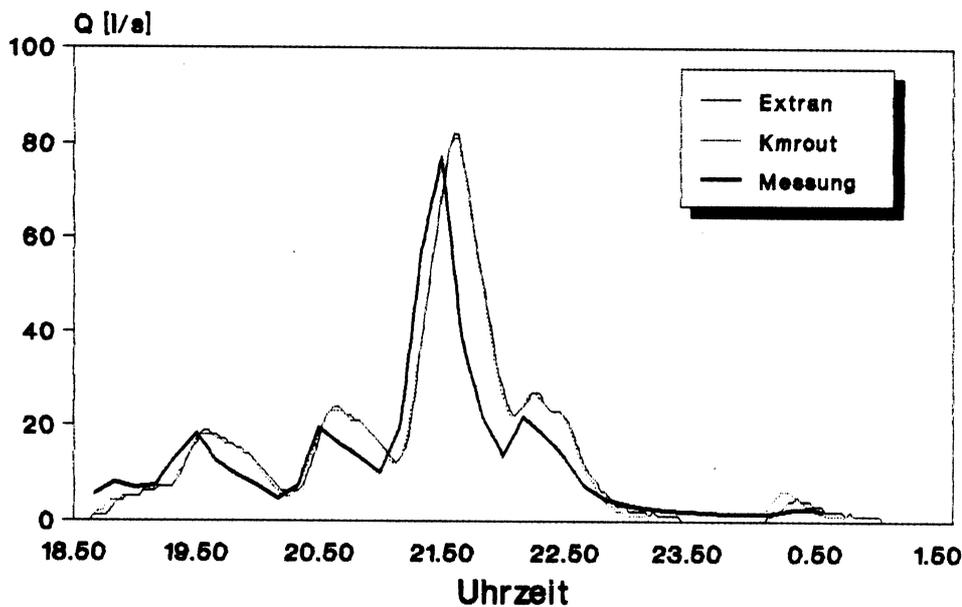
ANLAGE 9a

UDMSE01 Regen 13.09.1984



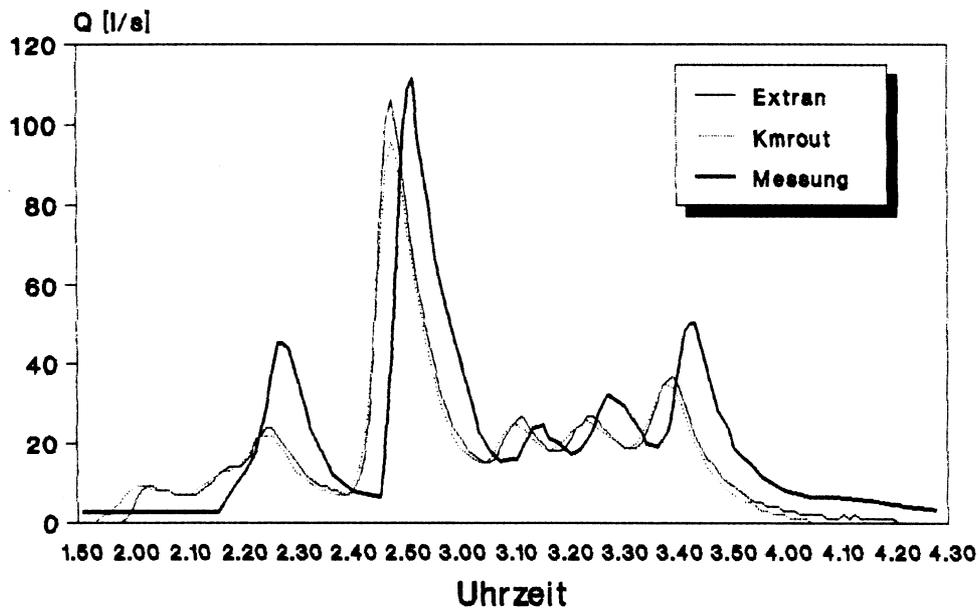
DEVS = 1,28 DEVM = 5,00 STAN = 0,99
VOL = -4,42 dQmax = 0,58

UDMSE01 Regen 12.09.84



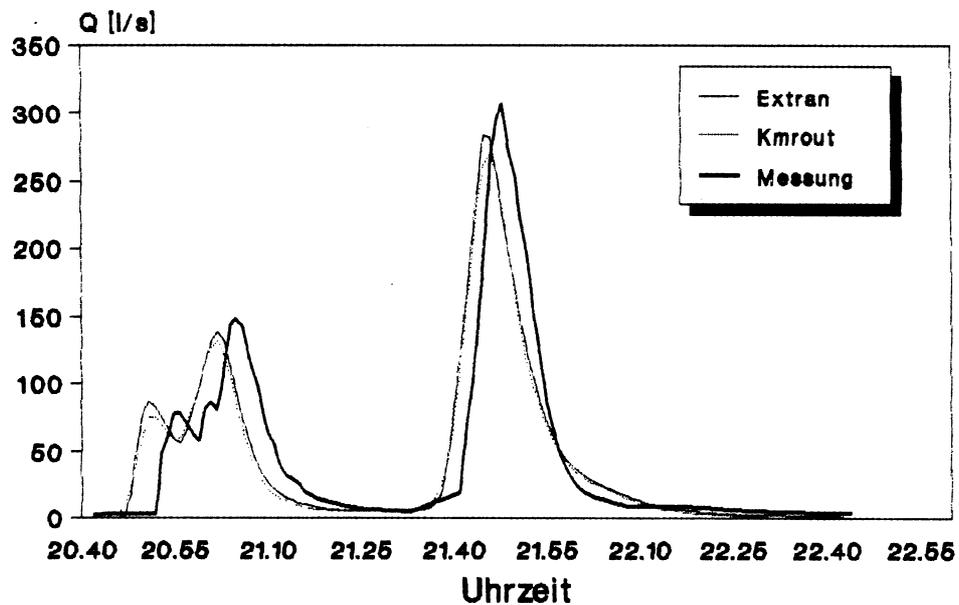
DEVS = 0,30 DEVM = 1,71 STAN = 1,00
VOL = -1,49 dQmax = -1,24

UDMDK01 Regen 12.07.1981



DEVS = 0,87 DEVM = 6,15 STAN = 0,99
VOL = -4,67 dQmax = -10,28

UDMDK01 Regen vom 18.08.1981



DEVS = 0,77 DEVM = 5,02 STAN = 0,99
VOL = -5,48 dQmax = -5,06

