

Universität der Bundeswehr München

Institut für Wasserwesen

Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanal-  
netzberechnungen und Konsequenzen für die praktische  
Anwendung

Volker Schardt

ANGABEN IN DEN PFLICHTEXEMPLAREN  
DER DISSERTATION

UNIVERSITÄT DER BUNDESWEHR MÜNCHEN  
FAKULTÄT FÜR BAUINGENIEUR- UND VERMESSUNGSWESEN

Thema der Dissertation: Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetz-  
berechnungen und Konsequenzen für die praktische Anwendung

Verfasser: Volker Schaardt

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Univ.-Professor Dr.-Ing. J. Schwarz  
Universität der Bundeswehr München  
Institut für Baubetrieb

1. Berichterstatter: Univ.-Professor Dr.-Ing. F.W. Günthert  
Universität der Bundeswehr München  
Institut für Wasserwesen

2. Berichterstatter: Univ.-Professor Dr.-Ing. T. Schmitt  
Technische Universität Kaiserslautern  
Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik

Tag der Prüfung: 05.12.2011

Mit der Promotion erlangter akademischer Grad: Doktor der Ingenieurwissenschaften  
(Dr.-Ing.)

Neubiberg, den 26.01.2012

Inhaltsverzeichnis

Kap.		Seite
1.	Einleitung	1
2.	Vergleich der Modellansätze und Anwendungsbereich der Modelle	4
2.1	Definitionen	4
2.2	Prozess der Abflussbildung	5
2.2.1	Abflussbildung bei undurchlässigen Flächen	6
2.2.2	Abflussbildung für durchlässige Flächen	7
2.3	Prozess der Abflusskonzentration	7
2.3.1	Abflusskonzentrationsberechnung in hydrologischen Modellen	8
2.3.2	Abflusskonzentrationsberechnung in hydrodynamischen Modellen	13
2.4	Prozess der Abflusstransformation	13
2.4.1	Abflusstransformationsberechnung in hydrologischen Modellen	13
2.4.2	Abflusstransformationsberechnung in hydrodynamischen Modellen	15
2.5	Berücksichtigung der Sonderbauwerke	18
2.5.1	Berücksichtigung von Sonderbauwerken in hydrologischen Modellen	18
2.5.2	Berücksichtigung von Sonderbauwerken in hydrodynamischen Modellen	19
2.6	Berechnung der Schmutzfrachten	19
2.6.1	Berechnung der Schmutzfrachten in hydrologischen Modellen	20
2.6.2	Berechnung der Schmutzfrachten in hydrodynamischen Modellen	20
2.7	Wesentliche Unterschiede der Modellansätze	20
2.8	Anwendungsbereiche der Modelle	22
2.8.1	Bemessung von Regenrückhaltebecken nach ATV-DVWK Arbeitsblatt A117	22
2.8.2	Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen nach dem ATV-Arbeitsblatt A128	24
2.8.3	Hydraulischer Nachweis von Entwässerungssystemen nach dem DWA-Arbeitsblatt A118	27
3.	Literaturüberblick und Stand des Wissens	29
3.1	Literatur	29
3.2	Stand des Wissens	34
4	Vorgehensweise bei der Untersuchung und Ziel	36
5	Verwendete Modelle	38
5.1	Beschreibung des Modells KOSIM	38
5.2	Beschreibung des Modells HYSTEM-EXTRAN	41
6	Verwendete Kanalnetze	45

6.1	Einteilung der Kanalnetze in Gruppen	45
6.2	Kenngrößen der verwendeten Kanalnetze	46
6.2.1	Allgemeines	46
6.2.2	Kenngrößen der verwendeten Netze	48
6.3	Parameterwahl	51
7	Vergleichsberechnungen für die Bemessung von Regenrückhaltebecken nach ATV-DVWK-Arbeitsblatt A117	54
7.1	Niederschlagsbelastung für die Langzeitsimulationen	54
7.1.1	Wahl der Niederschlagsreihe	54
7.1.2	Aufbereitung der Niederschlagsreihe für die hydrologische Simulation	54
7.1.3	Aufbereitung der Niederschlagsreihe für die hydrodynamische Simulation	55
7.2	Vergleichsberechnungen für die Netze der Gruppe 1	56
7.2.1	Durchführung der Berechnungen und Berechnungsergebnisse	56
7.2.2	Analyse der Ergebnisse	60
7.3	Vergleichsberechnungen für die Netze der Gruppen 2 und 3	65
7.4	Vergleich der Ergebnisse der Langzeitsimulation mit den Ergebnissen des einfachen Verfahrens	69
7.5	Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach A117	74
8	Durchführung der Vergleichsberechnungen zur Dimensionierung von Regenüberlaufbecken nach dem ATV-Arbeitsblatt A128	76
8.1	Verwendete Regenreihe des Deutschen Wetterdienstes	76
8.2	Vorgehensweise und Ergebnisse der Bemessung der Regenüberlaufbecken	78
8.3	Untersuchung der Ursachen für die Unterschiede im erforderlichen Volumen	81
8.4	Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach A128	95
9	Anpassung der Kanalnetze für die hydrologische Berechnung und Konsequenzen der Anpassung auf die Berechnungsergebnisse	97
9.1	Vergleichsberechnungen für Einzel-Modellregen	97
9.2	Ausgewählte Kanalnetze und Vorgehensweise bei der Anpassung	100
9.2.1	Vorgehensweise bei der Anpassung	100
9.2.2	Anpassung für die Netze Of6, MI2 und Eck	101
9.3	Auswirkungen der Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenrückhalteräumen	106
9.4	Anpassung ausgedehnter Systeme	110
9.5	Auswirkungen der Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenwasserbehandlungsanlagen	114
9.6	Ergebnisse der Modellanpassung	114
10	Vergleichsberechnungen zur Abflusstransformation	116

11	Zusammenfassung und Ausblick	127
12	Literaturverzeichnis	135
13	Kurzzeichen	141

### Verzeichnis der Anhänge

Anhang 1: Kenngrößen der Kanalnetze

Anhang 2: Häufigkeiten, Menge und Dauerstufen des maßgebenden Niederschlagsabschnittes der Ereignisse der Starkregenserie für die Bemessung nach A117

Anhang 3: Berechnungsergebnisse für die Modellregen der Häufigkeiten  $n = 1, 0,5, 0,33$  und  $0,2$

Anhang 4: Vergleich der Abflussganglinien am Systemende für die Netze Mi2 und Eck – mittlere Ereignisse

## 1. Einleitung

Traditionell stand die Sammlung und gefahrlose Ableitung der anfallenden Abwassermengen und die anschließende Behandlung in einer Kläranlage im Mittelpunkt der Stadtentwässerung. Heute wird das Bild einer modernen Stadtentwässerung durch andere Verfahren geprägt: Versickerung, Bewirtschaftung des Misch- oder Regenwasserabflusses und Gewässerschutz durch Optimierung des Schadstoffaustrages aus Kanalisation und Kläranlage, um hier nur die wichtigsten zu nennen.

Die Komplexität einer solch umfassenden Betrachtung macht den Einsatz moderner Hilfsmittel in Form von mathematischen Modellen unumgänglich, die – aufbauend auf dem Stand der Technik – dem Planer die erforderlichen Informationen liefern. Für eine Vielzahl von Fragestellungen werden Programme eingesetzt, die auf dem freien Markt erhältlich sind und auf unterschiedlichen Modellansätzen basieren.

Die verwendeten Modelle jedoch sind und können nur der Versuch sein, die komplexen physikalischen Vorgänge in der Natur zu beschreiben. Obwohl jedes Modell nur eine Annäherung an die Naturvorgänge liefern kann, sind in der Genauigkeit der Modelle große Unterschiede vorhanden [1].

Diese Feststellung trifft besonders auf die Berechnungsmethoden zu, die zur Ermittlung von Abflussganglinien eingesetzt werden: Die so genannten hydrologischen und die hydrodynamischen Modelle. Erstere werden vornehmlich eingesetzt, wenn zahlreiche und umfangreiche Berechnungen zur Ermittlung der Nachweisgrößen erforderlich sind, also bei Langzeitsimulationen [2]. Diese umfangreichen Berechnungen werden mit hydrologischen Modellen durchgeführt, weil diese auf Grund ihres einfachen Aufbaus in der Lage sind, lange Niederschlagszeitreihen schnell zu verarbeiten.

Langzeitsimulationen werden u. a. zur Bemessung von Bauwerken der Regentlastung nach dem ATV Arbeitsblatt-A128 [3] und zur Dimensionierung von Regenrückhaltebecken nach dem DWA Arbeitsblatt-A 117 [4] gefordert, wenn die untersuchten Kanalnetze so komplex sind, dass eine Betrachtung mit vereinfachten Verfahren nicht mehr ausreichend ist.

Hydrodynamische Modelle werden angewendet, wenn deutlich höhere Anforderungen an die Berechnungsergebnisse gestellt werden. Dies ist z.B. beim Nachweis der Überstauhäufigkeit nach dem Arbeitsblatt DWA-A 118 [5] der Fall, aber auch für Untersuchungen zur Steuerung und Kanalnetzbewirtschaftung. Hydrologische Modelle kommen hierbei meist nicht in Betracht, da diese Modelle nicht in der Lage sind, den Wasserstand auf Grund der physikalischen Gegebenheiten zu berechnen.

Hydrologische Modelle verdanken ihre Schnelligkeit der starken Vereinfachung der Berechnungsansätze. Es drängt sich die Frage auf, ob die Schnelligkeit nicht mit einer zu großen Ungenauigkeit der Ergebnisse erkaufte wird.

In der Literatur sind relativ wenige Aussagen zur Genauigkeit hydrologischer Berechnungen zu finden [6-10]. Die Beurteilung der Genauigkeit reicht von beinahe uneingeschränkter Zustimmung zu den Berechnungsergebnissen bis zu äußerster Skepsis. Eine

besonders einschränkende Aussage zur Genauigkeit dieses Berechnungsverfahrens ist in [11] zu finden: „Die Hydrologie ist eher als eine Kunst denn als eine Naturwissenschaft zu betrachten. Daher sollten hydrologische Computersimulationen mit der nötigen Skepsis beurteilt werden.“

Besonders die Aussage hinsichtlich der Skepsis gegenüber hydrologischen Simulationen kann nur unterstützt werden. Eigene Erfahrungen mit den Ergebnissen hydrologischer Modelle haben gezeigt, dass diese sehr ungenau sein können. So ist es möglich, dass die berechneten Abflüsse auf Grund der Abflussleistung der Kanalisation in der Realität nicht auftreten können, wenn das hydrologische Modell nicht an das vorhandene Netz angepasst wurde. Eine derartige Modellanpassung wird in der Praxis meist nicht vorgenommen, so dass die berechneten Abflüsse teilweise um mehr als hundert Prozent von dem tatsächlichen Abflussvermögen abweichen.

In [12] sind die Abflussspitzen, die mit einem hydrologischen Modell berechnet wurden, denen eines hydrodynamischen Modells gegenübergestellt. Der physikalisch mögliche Abfluss, der mit einer hydrodynamischen Berechnung ermittelt wurde, ist deutlich niedriger als der hydrologisch berechnete; der hydrodynamisch ermittelte Abfluss nähert sich einem Grenzwert, der abhängig ist von der Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes, der hydrologisch ermittelte Wert hingegen steigt stetig an.

Es ist zu erwarten, dass sich derartige Abweichungen in den Abflussspitzen auch auf die Ergebnisse von Langzeitsimulationen auswirken, vornehmlich auf die Bestimmung des erforderlichen Speichervolumens von Regenrückhaltebecken und – in geringerem Umfang – auf die von Regenüberlaufbecken in Kanalnetzen. Vergleichsberechnungen zur Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen in [12] haben gezeigt, dass das mit einem hydrologischen Ansatz berechnete erforderliche Beckenvolumen deutlich über dem Volumen liegen kann, das mit einem Modell bestimmt wurde, das die physikalischen Gegebenheiten des Kanalnetzes berücksichtigen kann. Das erforderliche Volumen eines Regenüberlaufbeckens fällt nach den Berechnungen mit einem hydrologischen Modell um rd. 15 % höher aus als bei hydrodynamischer Ermittlung.

Die beschriebenen Abweichungen werfen die Frage auf, in welchen Fällen die Ergebnisse hydrologischer Modelle noch als ausreichend genau anzusehen sind. In der Literatur sind hierzu einzelne Hinweise zu finden [u. a. 6, 7, 8, 10]. Umfassende Betrachtungen sind allerdings kaum vorhanden.

Eine Untersuchung mit dem Ziel, genauere Angaben zu der Genauigkeit hydrologischer Modelle, ist daher wünschenswert. Da hydrologische Modelle vornehmlich für Langzeitsimulationen eingesetzt werden und es - wie bereits eingangs angeführt - auch bei mit Langzeitsimulationen gewonnenen Ergebnissen zu teilweise erheblichen Abweichungen im Vergleich zu physikalisch basierten Berechnungen kommt, ist es sinnvoll, speziell die Ergebnisse, die auf Langzeitsimulationen mit hydrologischen Modellen basieren, auf ihre Genauigkeit hin zu untersuchen und auszuwerten.

Da die Praxis weiterhin gezeigt hat, dass es bei der Anwendung hydrologischer Modelle zu fehlerhaften Berechnungen vornehmlich der Abflussspitzen kommen kann, soll auch der Frage nachgegangen werden, welche Möglichkeiten vorhanden sind, um die Ergeb-

nisse hydrologischer Berechnungen an die vorhandene Leistungsfähigkeit eines Kanalnetzes anzupassen.

Wünschenswert ist es auch, den Anwendern eine Hilfestellung dazu zu geben, das richtige Modell für die jeweilige Fragestellung auszuwählen. Zu erwarten ist dabei, dass die Wahl des einzusetzenden Modells von Aufbau und Komplexität des untersuchten Kanalnetzes abhängig ist.

## 2. Vergleich der Modellansätze und Anwendungsbereiche der Modelle

### 2.1 Definitionen

Bereits eingangs wurden die Begriffe hydrologische bzw. hydrodynamische Modelle verwendet. Mit diesen Begriffen werden in Fachkreisen hydrologisch-deterministische bzw. hydrologisch-hydrodynamisch-deterministische Modelle bezeichnet. Beiden Modelltypen ist gemein, dass sie versuchen, das Niederschlag-Abfluss-Geschehen in den einzelnen Teilsystemen und Prozessphasen detailliert mathematisch nachzubilden [3].

Grundsätzlich besteht die Niederschlags-Abflussberechnung bei beiden Modelltypen aus drei aufeinander aufbauenden Prozessen. Diese sind

- die Abflussbildung, das ist die Bestimmung der Anteile des Niederschlags, die zum Abfluss gelangen. Die abflusswirksamen Anteile des Niederschlags werden auch als Effektivniederschlag bezeichnet.
- die Abflusskonzentration, die die Umformung des abflusswirksamen Niederschlags zu Abflussganglinien für bestimmte Einzugsgebietsflächen beschreibt
- die Abflusstransformation, bei der die Berechnung der Verformung der Abflussganglinien im Kanalnetz erfolgt.

Bei den hydrologischen oder genauer hydrologisch-deterministischen Modellen handelt es sich um Modelle, bei denen die Prozesse der Abflusskonzentration und der Abflusstransformation mit Übertragungsfunktionen beschrieben werden. Bei den hydrodynamischen Modellen – genauer hydrologisch-hydrodynamisch-deterministische Modelle – wird der Prozess der Abflusskonzentration ebenfalls mit Übertragungsfunktionen beschrieben, während bei der Berechnung der Abflusstransformation auf den physikalischen Vorgängen basierte hydrodynamische Berechnungsansätze zum Einsatz kommen.

Aufbauend auf den Ergebnissen dieser Prozesse erfolgt gegebenenfalls die Berechnung des Schmutzfrachttransportes.

Allein auf Grund der unterschiedlichen Ansätze und Annahmen in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen sind Unterschiede in den Berechnungsergebnissen zu erwarten. Daher ist die Definition der Modelltypen und die Kenntnis der Berechnungsansätze wichtig für die Beurteilung der Abweichungen in den Ergebnissen.

Im Folgenden werden die einzelnen Prozesse allgemein beschrieben und es werden die in den Modelltypen verwendeten Lösungsansätze angeführt. Auf eine Beschreibung der Bestimmungsgleichungen wird in den Fällen verzichtet, in denen die genaue Lösung für diese Untersuchung nur von untergeordneter Bedeutung ist; in der jeweils angegebenen Literatur sind ausführliche Beschreibungen und Bestimmungsgleichungen zu finden.

## 2.2 Prozess der Abflussbildung

Bei der Abflussbildung werden die Niederschläge um die auftretenden Verluste reduziert [13, 14]. Ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung des Effektivniederschlags ist die Abflussbeiwert-Methode, bei der der (Brutto-)Niederschlag mit einem Beiwert multipliziert wird. Unterschieden wird zwischen dem Gesamtabflussbeiwert und dem Spitzenabflussbeiwert. Der Gesamtabflussbeiwert ist der Quotient aus Regenabflusssumme und Regenvolumen eines Regenereignisses. Der Spitzenabflussbeiwert gibt das Verhältnis von der maßgebenden Regenintensität zur resultierenden Maximalabflusspende an, bezieht sich also auf die Abfluss- bzw. Regenspitze.

In Kanalnetzmodellen erfolgt die Berechnung des Prozesses der Abflussbildung meist differenzierter, wobei für durchlässige und undurchlässige Flächen unterschiedliche Ansätze zum Tragen kommen. Beiden Ansätzen gemeinsam ist, dass die Abflussbildung zeitlich veränderlich ist; für jedes Niederschlagsintervall wird der abflusswirksame Niederschlag berechnet. Die Länge eines Niederschlagsintervalls beträgt in der Regel 5 Minuten, so z.B. bei den historischen Regendaten des Deutschen Wetterdienstes und den synthetischen Niederschlagsreihen des Bayerischen Landesamtes für Umwelt.

Die Aufgabe besteht darin, die Abflussbildung in jedem Zeitintervall zu berechnen. Daher sind folgende Arbeitsschritte erforderlich: Die Reduktion der Brutto-Niederschlagssumme des gesamten Ereignisses auf den abflusswirksamen Anteil und deren zeitliche Verteilung. Die Differenz zwischen Brutto-Niederschlag und dem abflusswirksamen Anteil wird als Verlust bezeichnet.

Die Ansätze bei der Abflussbildung sind bei hydrologischen und hydrodynamischen sehr ähnlich oder identisch. Häufig kommen der Ansatz der Abflussprozentmethode oder der Grenzwertmethode zur Anwendung. Bei der Abflussprozentmethode werden die Bruttoniederschläge jedes Zeitintervalls mit dem Gesamtabflussbeiwert multipliziert. Meist werden dabei zunächst die zu Beginn eines Niederschlagsereignisses auftretenden Verluste von den ersten Intervallen abgezogen; anschließend wird der abflusswirksame Niederschlag je Zeitintervall als prozentual gleicher Anteil bestimmt.

Bei der Grenzwertmethode geht man von der Annahme aus, dass die Verluste der einzelnen Niederschlagsintervalle einem konstanten Grenzwert zustreben. Die einzelnen Verlustanteile, die im Folgenden beschrieben werden, werden dabei getrennt berücksichtigt.

Der wesentliche Unterschied bei der Berechnung der Abflussbildung in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen besteht darin, dass in hydrologischen Modellen auf Grund ihrer Konzeption für Langzeitsimulationen Ansätze für die Regeneration der einzelnen Verlustanteile in Abhängigkeit von der niederschlagsfreien Zeit und der Jahreszeit implementiert sind. Die Anfangsbedingungen zu Beginn eines Niederschlagsereignisses, also die zur Verfügung stehenden Verluste, werden kontinuierlich ermittelt und liegen für jedes Ereignis vor. Bei hydrodynamischen Modellen, die im Wesentlichen für die Simulation von Einzelereignissen konzipiert sind, müssen die Verluste für jedes Ereignis manuell oder mittels des Einsatzes von Hilfsprogrammen ermittelt und vorgegeben werden.

Dies betrifft die Vorgabe der Anfangs- und Muldenverluste; die (bedeutsameren) Dauer-

verluste hingegen werden in beiden Modelltypen fest vorgegeben und bleiben für unterschiedliche Niederschlagsereignisse konstant. Die einzelnen Verlustanteile werden im Folgenden wegen der Ähnlichkeiten der Berechnung der Abflussbildung in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen gemeinsam beschrieben.

### 2.2.1 Abflussbildung bei undurchlässigen Flächen

Bei undurchlässigen Flächen bestehen die Verluste aus folgenden wesentlichen Komponenten:

- dem Benetzungs- oder Anfangsverlust
- dem Muldenverlust
- dem Dauerverlust

Der **Benetzungs- oder Anfangsverlust** tritt zu Beginn eines Niederschlagsereignisses auf; die erste Phase des Niederschlags ist abflusslos, da zunächst die Oberflächen benetzt werden, bevor es zu Abfluss kommt.

Der Anfangsverlust liegt in der Größenordnung unter 1 mm [15, 16, 17]. Der **Muldenverlust** entsteht durch die Unebenheiten der Oberfläche und beschreibt die Verluste, die durch die Füllung der unterschiedlichen großen Mulden entstehen. Bei Fortdauer des Niederschlags füllen sich diese oberflächlichen Speicher allmählich, bis schließlich alle Mulden gefüllt sind. Auf Grund der unterschiedlichen Größe der einzelnen Mulden ist der Muldenverlust zeitlich veränderlich; das Maximum ist unmittelbar nach Abdeckung des Benetzungsverlustes vorhanden und nähert sich anschließend asymptotisch dem Grenzwert.

Der Muldenverlust undurchlässiger Flächenanteile liegt in etwa in der Größenordnung von 1 bis 2 mm [15].

Die Benetzungs- und Muldenverluste werden als Speicher betrachtet, die während des Niederschlagsereignisses gefüllt werden. Die Speicherleerung erfolgt in den Trockenphasen durch die Verdunstung.

Der **Dauerverlust** tritt, wie sein Name bereits sagt, über die gesamte Dauer eines Niederschlagsereignisses auf und beschreibt den Anteil des Niederschlags, der nach Abdeckung der Verlustanteile Anfangs- und Muldenverlust nicht zum Abfluss gelangt. Vor allem umfasst der Dauerverlust den Verlust auf den Flächenanteilen, die nicht als abflusslos erkannt wurden (z. B. undurchlässige Flächen, die in Grünflächen entwässern).

Die Bestimmung des Dauerverlustes ist für die Abflussberechnung von besonderer Bedeutung, da dieser Verlustanteil sich direkt auf Abflussspitze und –volumen auswirkt. Da der Verlust sehr stark vom jeweiligen Einzugsgebiet abhängig ist, ist eine genaue Bestimmung nur durch Niederschlags-Abfluss-Messungen möglich [18, 19].

Die Berücksichtigung der genannten Verlustanteile bei der Abflussbildung erfolgt mit verschiedenen Ansätzen, z. B. den bereits genannten der Abflussprozentmethode oder der Grenzwertmethode.

### **2.2.2 Abflussbildung für durchlässige Flächen**

Für die Abflussberechnung städtischer Einzugsgebiete ist der Abfluss von durchlässigen Flächen von untergeordneter Bedeutung. Die Beschreibung dieses Prozesses erfolgt differenzierter als bei den undurchlässigen Flächen. Ursachen hierfür sind, dass die Versickerung eine große Rolle spielt und die Abflussbereitschaft des Bodens stark von Bodenart, Bewuchs und Nutzung abhängt. Für die Versickerung sind der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens und sein Wassergehalt zu berücksichtigen. Da diese Größen örtlich sehr unterschiedlich sein können, ist eine genaue Berechnung sehr schwierig.

Wie bei undurchlässigen Flächen tritt auch bei durchlässigen Flächen ein Anfangsverlust auf. Dieser besteht allerdings neben der reinen Benetzung auch aus der Rezeption durch den Bewuchs. Je nach Bewuchs ergeben sich starke Unterschiede in der Interzeption. Diese ist bei Bäumen viel höher als z. B. bei Rasen. Weiter ist die Interzeption von der Vegetationsperiode und damit der Jahreszeit abhängig. Daher ist eine Berücksichtigung der Jahreszeit bei der Berechnung der Abflussbildung sinnvoll.

Ein weiterer Anteil des auf durchlässige Flächen gefallenen Niederschlags versickert. Die Berechnung dieses Anteils erfolgt unter Berücksichtigung der Infiltrationskapazität des Bodens und des Wassergehaltes im Boden. Da eine detaillierte Berechnung wegen der stark inhomogenen Bodenverhältnisse in einem Einzugsgebiet schwerlich möglich ist, wird häufig mit Bodenklassen gearbeitet, die die mittleren Bodenverhältnisse repräsentieren.

Nachdem die Benetzungs- und Interzeptionsverluste aufgebraucht sind und die Infiltrationskapazität des Bodens erschöpft ist, beginnen sich die Mulden zu füllen. Ähnlich wie bei den undurchlässigen Flächen sind die Muldenverluste örtlich stark unterschiedlich; wiederum liefert ein Teil der Flächen früher Abfluss als die anderen, so dass es zu einer Zunahme des Anteils der durchlässigen Flächen kommt, der zum Abfluss beiträgt. Die Parameter für die Muldenverluste bei den durchlässigen Flächen sind höher zu wählen als bei den undurchlässigen Flächen.

Auch bei der Berechnung der Abflussbildung für durchlässige Flächen werden in hydrologischen Modellen Trockenphasen berücksichtigt. In diesen wird über Ansätze für die Verdunstung bzw. die Regeneration der Infiltrationskapazität die Änderung der zur Verfügung stehenden Verluste berechnet, so dass bei Beginn eines neuen Niederschlagsereignisses die Information über die verfügbaren Verluste vorliegt.

In hydrodynamischen Modellen müssen bei Langzeit-Seriensimulationen die verfügbaren Verluste für jedes Ereignis mittels Hilfsprogrammen ermittelt werden.

### **2.3 Prozess der Abflusskonzentration**

Unter Abflusskonzentration versteht man die Berechnung von Abflussganglinien in das Kanalnetz aus abflusswirksamen Niederschlägen [20, 21]. Dieser Prozess, der überwiegend auf der Oberfläche stattfindet, ist physikalisch kompliziert und daher analytisch nur schwer zu erfassen. Daher wird dieser Prozess stark vereinfacht, um zu einer Lösung zu kommen. Dafür stehen zwei Wege zur Verfügung:

- Man geht von der Vorstellung aus, dass sich auf der Oberfläche ein Fließzustand ähnlich dem eines Rechteckgerinnes mit großer Breite einstellt. Die Breite des Gerinnes wird fiktiv angenommen. Der Wasserstand in dem Gerinne entspricht der (geringen) Schichtdicke des Abflusses auf der Oberfläche. Die Fließlänge ergibt sich als Länge der Strecke zwischen Hochpunkt des Einzugsgebietes und dem unteren Bezugspunkt, dem Zufluss in den Kanal.

Die Berechnung des Abflussvorganges zur Bestimmung der Wassertiefe  $h$  und des Abflusses  $Q$  erfolgt durch Lösung der beiden Grundgleichungen der Wasserbewegung, der Kontinuitätsgleichung und Bewegungsgleichung (s. Kapitel 2.4).

- Auf eine mathematische Beschreibung der physikalischen Vorgänge während des Abflussvorgangs auf der Oberfläche wird verzichtet. Stattdessen wird der Ansatz einer Systemfunktion gewählt, einer für das betrachtete Einzugsgebiet charakteristischen Abflussganglinie. Eine nähere Beschreibung dieses Ansatzes ist im folgenden Abschnitt zu finden.

Die für das jeweilige Einzugsgebiet charakteristische Einheitsganglinie kann aus Messungen abgeleitet werden. Liegen keine Messungen vor, so wird die Systemfunktion aus Gebietsparametern abgeleitet.

Bei der Berechnung der Zuflussganglinien zum Kanalnetz bestehen wegen der stark unterschiedlichen Wahl der Konzentrationsgebiete deutliche Unterschiede zwischen hydrologischen und hydrodynamischen Modellen. Im Folgenden werden diese Unterschiede beschrieben.

### **2.3.1 Abflusskonzentrationsberechnung in hydrologischen Modellen**

In hydrologischen Modellen werden die Konzentrationsgebiete in der Regel so gewählt, dass diese die gesamte Einzugsfläche eines Bezugspunktes umfasst; die Bezugspunkte sind meist die Sonderbauwerke des Kanalnetzes. Das heißt, dass die Systemfunktion Abflussvorgänge auf der Oberfläche und in den Transportelementen des Gebietes abbilden muss, das zu einem Sonderbauwerk entwässert. Bei dieser Vorgehensweise werden die Abflussvorgänge im Innern eines solchen Teilgebietes nicht detailliert nachgebildet. Die Abflussberechnung besteht nur noch aus den Prozessen Abflussbildung und Abflusskonzentration; die Berechnung der Abflusstransformation in einem Einzugsgebiet ist nicht erforderlich.

Grund für diese Betrachtungsweise ist, dass bei Simulationen, die als Ziel die Bemessung oder den Nachweis eines Speicher- bzw. Entlastungsbauwerks haben, lediglich die Ganglinien an dem betrachteten Bauwerk von Interesse sind; daher erfolgt die Berechnung nicht haltungsweise, sondern für zusammengefasste Teilgebiete. Für die Teilgebiete werden Übertragungsfunktionen bestimmt, die die Abflussvorgänge im Innern des Gebietes abzubilden in der Lage sein müssen.

In der Ermittlung der Übertragungsfunktion liegt eine Schwierigkeit, da Niederschlags-Abfluss-Messungen meist nicht vorliegen, so dass die Übertragungsfunktionen aus Erfahrungswerten und Gebietsparametern bestimmt werden müssen. Daher birgt dieses Vorge-

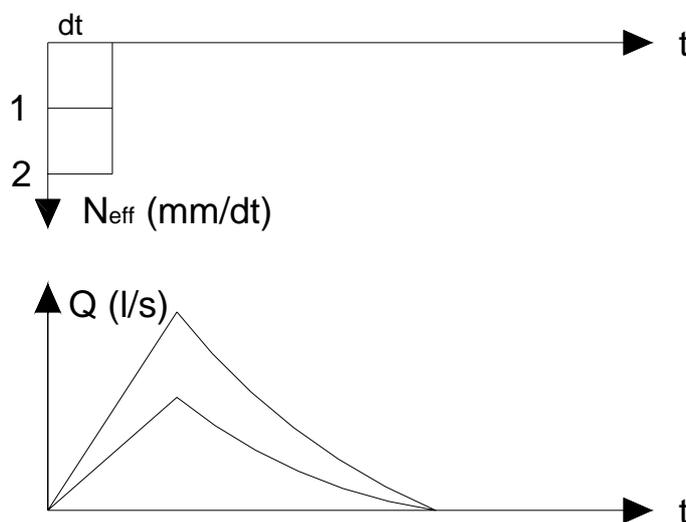
hen die Gefahr, dass in Folge einer fehlenden Verifizierung und Kalibrierung der Übertragungsfunktionen das Abflussgeschehen in dem betrachteten Teilgebiet nur grob angenähert abgebildet wird.

Wegen der Bedeutung der Systemfunktion für die Berechnung der Abflussvorgänge in einem Teilgebiet und letztlich auch für wesentliche Unterschiede zwischen hydrologischen und hydrodynamischen Modellen werden an dieser Stelle die wesentlichen Grundlagen erläutert.

Die Übertragungs- bzw. Systemfunktion gibt eine für das jeweils betrachtete Einzugsgebiet charakteristische Antwort auf einen Eingangsimpuls an. Diese stellt sich der Vorstellung nach in einem unverändert bleibenden Einzugsgebiet immer ein, wenn ein bestimmter abflusswirksamer Niederschlag (in mm/Zeiteinheit, meist 1mm/5 min) zum Abfluss gelangt. Mögliche Systemfunktionen können z.B. die Einheitsganglinie oder der Einzelinearspeicher sein.

Aus der Systemfunktion müssen die Abflussganglinien für beliebige Niederschläge ermittelt werden können. Bei der Berechnung geht die Mehrzahl der Modelle von der Annahme des Superpositionsprinzips aus. Darunter werden Linearität und Zeitinvarianz verstanden.

Das Linearitätsprinzip besagt, dass sich bei Multiplikation des Einheitsniederschlags mit dem Faktor „n“ die zugehörige Abflussganglinie ergibt, indem man alle Ordinaten der Einheitsganglinie mit dem gleichen Faktor „n“ multipliziert.



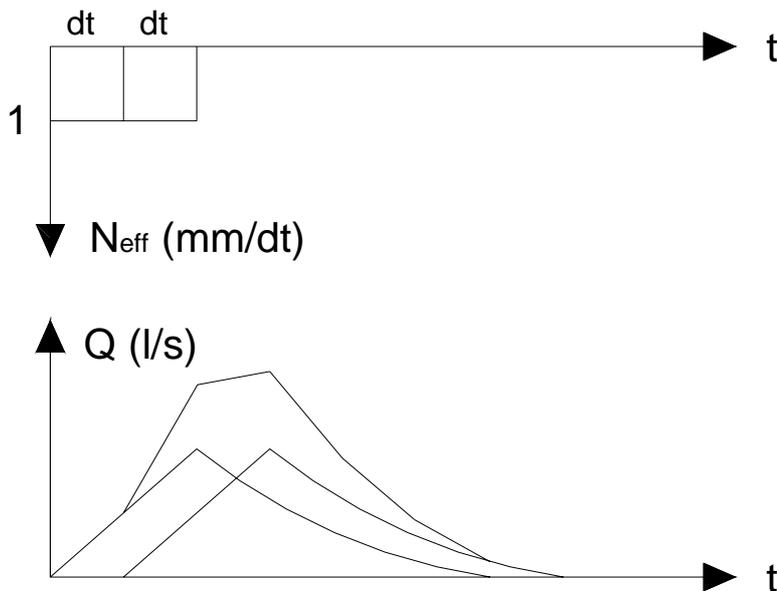
**Abb. 1: Linearitätsprinzip**

Diese Annahme mag für schwache und mittlere Niederschläge in etwa zutreffen. Bei Starkniederschlägen hingegen wird der resultierende Abfluss überschätzt, da es in Folge des Leistungsvermögens des Kanalnetzes zu einer Begrenzung des Abflusses kommt.

Da die Linearität zwischen Niederschlag und resultierendem Abfluss häufig nicht gegeben ist, wurden nicht-lineare hydrologische Modelle entwickelt. Allerdings werden diese

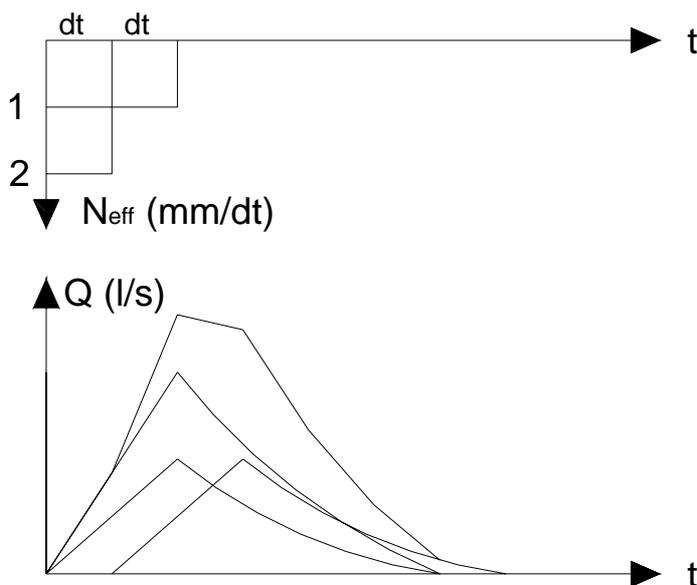
in Deutschland zur Zeit noch nicht kommerziell vertrieben. Vergleiche von Ergebnissen, die mit nicht-linearen hydrologischen Modellen gewonnen wurden, mit denen hydrodynamischer Berechnungen werden als wünschenswert und hilfreich angesehen [22].

Zeitinvarianz bedeutet, dass bei zeitlicher Aufeinanderfolge von  $m$  Einheitsniederschlägen sich die zugehörige Abflussganglinie ergibt, indem man  $m$  Einheitsganglinien bildet, die gegeneinander jeweils um  $\Delta t$  verschoben sind, und anschließend die Ordinaten der gleichen Zeitpunkte addiert.



**Abb. 2: Prinzip der Zeitinvarianz**

Zulässig ist ebenfalls die gemeinsame Anwendung beider Rechenoperationen.



**Abb. 3: Linearitätsprinzip und Prinzip der Zeitinvarianz**

Die Vervielfachung des Betrages der Übertragungsfunktion ist nicht auf ganze Zahlen

beschränkt; die Zahlenwerte können beliebige Größen annehmen. Die Niederschlagsintervalle hingegen können in zeitlicher Hinsicht nur ganzzahlig vervielfacht werden; das gewählte Zeitintervall  $\Delta t$  muss konstant gehalten werden. Der Grund dafür liegt darin, dass die Übertragungsfunktion an ein bestimmtes Zeitintervall gebunden ist; eine Veränderung des Zeitintervalls führt zu einer Veränderung der Übertragungsfunktion. Das bedeutet, dass zur Definition einer Übertragungsfunktion neben ihrem zeitlichen Verlauf auch das Bezugs-Zeitintervall angegeben werden muss. Meist wird in der Stadthydrologie eine Intervalldauer von 5 Minuten gewählt. Das hat zur Folge, dass die Gesamtdauer des Niederschlags ein Vielfaches von 5 Minuten betragen muss.

### Möglichkeiten zur Herleitung von Systemfunktionen

#### Der lineare Einzelspeicher

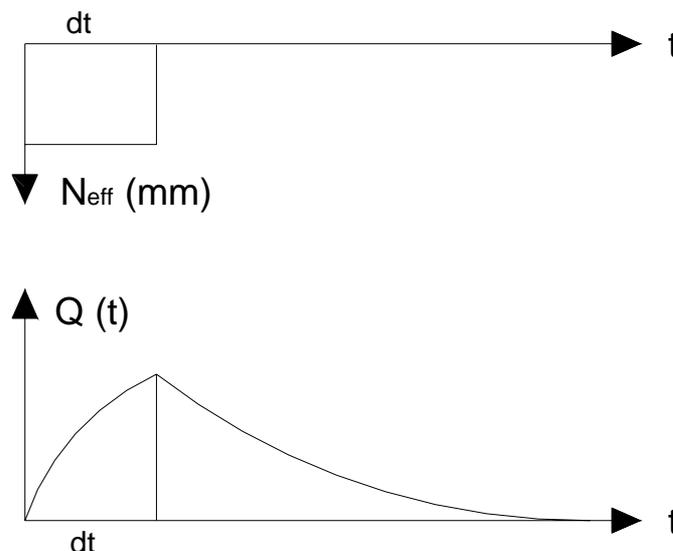
Grundlage der Bestimmung der Systemfunktion ist oft der Ansatz des linearen Einzelspeichers oder Ansätze, die eine Weiterentwicklung des linearen Einzelspeichers darstellen. Die Annahme beim Ansatz des linearen Einzelspeichers ist die, dass sich das Einzugsgebiet wie ein linearer Speicher verhält, der den Zufluss speichert und als gedrosselten Abfluss wieder abgibt. Dabei gilt für jeden Zeitschritt die Kontinuitätsbedingung, die besagt, dass die Differenz aus Zu- und Abfluss der Speicheränderung  $s$  entspricht. Die Herleitung der Lösung der Speichergleichung ist in zahlreichen Literaturstellen beschrieben [u. a. 20, 21]. Die Lösung besteht aus zwei Abschnitten. Für die Dauer des Niederschlags steigt  $Q(t)$  e-funktional an und erreicht am Ende des konstanten Niederschlags das Maximum

$$Q(t) = N_{\text{eff}} \cdot A_u / \Delta t \cdot (1 - e^{-t/k}) \quad (\text{Gl. 2.1})$$

Nach Ende des Blockregens nimmt die Lösung einen e-funktional fallenden Verlauf an:

$$Q(t) = N_{\text{eff}} \cdot A_u / \Delta t \cdot (e^{(\Delta t - t)/k} - e^{-t/k}) \quad (\text{Gl. 2.2})$$

Bildlich dargestellt hat die Lösung folgenden Verlauf:



**Abb. 4: Lösungsfunktion des linearen Einzelspeichers**

Für kleine Einzugsgebiete kann  $k$  empirisch nach einer Formel von Neumann [23] bestimmt werden. Wesentliche Parameter der Bestimmung sind die Fließlänge auf der Oberfläche, die abflusswirksame Niederschlagsintensität, das Oberflächengefälle und der Manning-Strickler Beiwert.

Eine andere Möglichkeit zur Bestimmung von  $k$  besteht, wenn man den abfallenden Ast gemessener Abflussganglinien als auslaufenden Ast des Einzellinearspeichers auffasst und aus den Ordinaten der Abflussganglinie bestimmt zu:

$$k = \Delta t (\text{Min}) / (\ln(Q_i / Q_{i+1})) \quad (\text{Gl. 2.3})$$

Darin sind  $Q_i$  und  $Q_{i+1}$  beliebige Ordinaten der Abflussganglinie, die im Abstand  $\Delta t$  gemessen wurden. Die Auswertung dieser Gleichung erfolgt zweckmäßigerweise für verschiedene Ordinaten „i“; die berechneten  $k$ -Werte werden anschließend gemittelt.

### Lineare Speicherkaskade

In Weiterentwicklung der Vorstellung des Einzugsgebietes als linearer Einzelspeicher lässt sich dieses auch als Kaskade hintereinander geschalteter, gleichartiger Einzelspeicher auffassen. Der oberste Speicher der Kaskade nimmt den abflusswirksamen Abfluss als Zufluss auf. Der Abfluss dieses ersten Speichers ist der Zufluss des zweiten usw. Der letzte Speicher liefert die gesuchte Abflussganglinie.

In jedem der  $n$  Speicher wird die Zuflusswelle unter Berücksichtigung der Kontinuität gedämpft. Die Anzahl der Speicher  $n$  ist neben der für alle Speicher gleich angenommenen Speicherkonstanten  $k$  ein zusätzlicher Parameter für die Umformung des abflusswirksamen Niederschlags zu einer Abflusswelle.

Die Lösung für die Speicherkaskade in vereinfachter Form lautet:

$$Q(t) = N_{\text{eff}} A_u / (k \cdot (n-1)!) \cdot (t/k)^{(n-1)} \cdot e^{-t/k} \quad (\text{Gl. 2.4})$$

In der Praxis wird die Zahl der hintereinander geschalteten Kaskaden vielfach zu 3 gesetzt, d. h. die Abflussdämpfung vollzieht sich in drei Speichern. Der Parameter  $k$  wird für den Fall, dass in der Abflusskonzentration auch das Abflussverhalten der Rohre enthalten ist, zu

$$k = 0,25 \cdot t_c (\text{Min}) \quad (\text{Gl. 2.5})$$

mit  $t_c = t_f + t_a (\text{Min})$

$t_f$  = längste Fließzeit im Kanalnetz bei Vollfüllung (aus hydraulischer Berechnung)

$t_a$  = Oberflächenfließzeit mit folgenden Richtwerten:

- flaches Gefälle:  $t_a = 3-5 \text{ Min}$
- mittleres Gefälle:  $t_a = 2-3 \text{ Min}$
- steiles Gefälle:  $t_a = 1 \text{ Min}$

Für die Betrachtung reiner Haltungsflächen gilt:

$$k = k_1/n \quad (\text{Gl. 2.6})$$

mit  $k_1$  = Speicherkonstante des Einzellinearspeichers nach Neumann  
 $n$  = Anzahl der Speicher, i. a. = 3

Für die praktische Anwendung müssen die Parameter  $n$  und  $k$  bekannt sein. Eine genaue Bestimmung ist nur aus einer Analyse des Niederschlag-Abfluss-Prozesses möglich. In der Praxis liegen jedoch Messungen in der Mehrzahl der Fälle nicht vor, so dass die Herleitung auf anderem Wege erforderlich ist. Es wird in diesen Fällen empfohlen, eine detaillierte Kanalnetzrechnung zur Bestimmung der Parameter durchzuführen [20]. Nur durch eine Kanalnetzrechnung kann die Schwerpunktslaufzeit zur Bestimmung der Speicherkonstanten nach Gleichung 2.5 ermittelt werden.

Sollte auch diese Möglichkeit nicht mit vertretbarem Aufwand möglich sein, so können die Parameterwerte aus der Literatur in Anhängigkeit von Gebietsparametern entnommen werden. Dieses Vorgehen macht deutlich, dass es sich bei dieser Art der Abflussberechnung um ein Näherungsverfahren handelt, wenn nicht eine Verifizierung an Niederschlags-Abfluss-Messungen oder eine Kanalnetzrechnung erfolgt.

### **2.3.2 Abflusskonzentrationsberechnung in hydrodynamischen Modellen**

Auch in hydrodynamischen Modellen werden – wie in hydrologischen Modellen - für die Berechnung des Abflusskonzentrationsprozesses häufig die zuvor beschriebenen Übertragungsfunktionen verwendet. Der wesentliche Unterschied zu den hydrologischen Modellen besteht darin, dass die Teilgebietsflächen (Konzentrationsgebiete), für die die Übertragungsfunktionen bestimmt werden, deutlich kleiner sind. Meist entspricht eine Teilgebietsfläche dem Einzugsgebiet einer Haltung. Die für diese Einzugsgebiete ermittelten Zuflussganglinien werden anschließend bei der Berechnung der Abflusstransformation unter Berücksichtigung der physikalischen Vorgänge überlagert.

Die Vereinfachung der Abflusskonzentrationsberechnung in hydrodynamischen Kanalnetzmodellen mit detaillierter Berechnung der Abflusstransformation hat nur geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse, da der Prozess der Abflusskonzentration gegenüber dem Prozess der Wellentransformation von untergeordneter Bedeutung ist [24].

## **2.4 Prozess der Abflusstransformation**

Die Abflusstransformation beschreibt die Berechnung der Verformung der Abflussganglinien in Kanalisationsnetzen. Die dabei verwendeten Methoden in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen sind sehr unterschiedlich.

### **2.4.1 Abflusstransformationsberechnung in hydrologischen Modellen**

Bereits bei der Beschreibung der Abflusskonzentrationsberechnung wurde ausgeführt, dass bei Anwendung hydrologischer Modelle die Berechnung nicht haltungsweise erfolgt, sondern für zusammengefasste Teilgebiete. Die Übertragungsfunktionen der Teilgebiete bilden die Abflussvorgänge im Innern des Gebietes ab; somit ist die Abflusstrans-

formation bereits in der Berechnung der Abflusskonzentration enthalten. Damit ist lediglich noch der Transport der Abflusswellen zum nächsten unterhalb gelegenen Sonderbauwerk zu berücksichtigen.

Dieser Prozess wird in hydrologischen Modellen entweder durch reine Translation oder durch Ansatz von Translation und Retention beschrieben. Bei der Translation wird lediglich der Zeitversatz zwischen Zu- und Abfluss in dem Kanalabschnitt betrachtet; die Abflussganglinie wird bestimmt, indem die Zuflussganglinie um die Fließzeit des Kanalabschnittes zeitlich verschoben wird. Die Fließzeit kann dabei entweder aus der Fließgeschwindigkeit des Kanalabschnitts bei Vollfüllung bestimmt werden oder aus einer Vorberechnung ermittelt und vorgegeben werden; sie kann nur ein Vielfaches des Zeitschritts sein.

Bei Berücksichtigung von Translation und Retention wird der Kanalabschnitt als Speicherelement betrachtet. In Folge der Speicherwirkung kommt es zu einer Verformung (Abflachung) der Abflussganglinie.

Ein häufig verwendeter Ansatz ist das Kalinin-Miljukow-Verfahren [15]. Bei diesem Berechnungsverfahren wird die Gerinnestrecke als Speicher aufgefasst. Analog zur Berechnung der Abflusskonzentration gilt für das Abflussverhalten:

$$Q = 1/k \cdot V \text{ bzw. } dV/dt = k \cdot dQ/dt \quad (\text{Gl. 2.7})$$

Die Kontinuitätsgleichung für den betrachteten Kanalabschnitt lautet:

$$dV/dt = Q_{zu,t} - Q_{ab,t} \quad (\text{Gl. 2.8})$$

Setzt man Gleichung 2 in Gleichung 3 ein, so ergibt sich

$$Q_{ab,t} = k \cdot dQ/dt + Q_{zu,t} \quad (\text{Gl. 2.9})$$

Die Lösung ergibt sich analog zu der des Einzellinearspeichers zu

$$q_{ab,t} = e^{\frac{t}{k}} \cdot q_{ab,t-1} + (1 - e^{\frac{t}{k}}) \cdot q_{zu,t} \quad (\text{Gl. 2.10})$$

Diese Lösung gilt für einen Gerinneabschnitt der Länge  $L_K$ .

Beim Kalinin-Miljukow-Verfahren wird die Länge  $L_K$  als charakteristische Länge bezeichnet. Die Parameter berechnen sich zu:

$$L_K = 0,4 \cdot d/I_S \quad (\text{Gl. 2.11})$$

$$k = 0,64 \cdot L_K \cdot d^2/Q_V \quad (\text{Gl. 2.12})$$

mit  $d$ : Hydraulischer Durchmesser des Rohres in m  
 $I_S$ : Sohlgefälle des Rohres  
 $Q_V$ : Abflussleistung des Rohres bei Vollfüllung in  $m^3/s$

Der betrachtete Gerinneabschnitt  $L_g$  kann aus mehreren charakteristischen Abschnitten bestehen; entsprechend der charakteristischen Länge wird die Transportstrecke in  $n_K$  gleichlange Berechnungsabschnitte unterteilt, wobei  $n_K$  eine ganze Zahl ist und als Quotient aus der Länge des betrachteten Gerinneabschnitts und der charakteristischen Länge berechnet wird ( $n_K = L_g/L_K$ ). Für die einzelnen Abschnitte ergeben sich die Parameter zu:

$$L_K^* = L_K / n_K \quad (\text{Gl. 2.13})$$

$$k^* = k \cdot L_K^* / L_K \quad (\text{Gl. 2.14})$$

## 2.4.2 Abflustransformationsberechnung in hydrodynamischen Modellen

In hydrodynamischen Modellen erfolgt die Berechnung des Abflustransports unter Berücksichtigung der physikalischen Prozesse. Grundlage der Abflussberechnung ist das Saint Venant'sche Gleichungssystem, das aus der Kontinuitätsgleichung und der Bewegungsgleichung besteht. Die Gleichungen beschreiben die Gesetze der Erhaltung der Masse und des Impulses. Wesentliche Voraussetzungen für die Herleitung der Gleichungen sind:

- Das Medium ist homogen und inkompressibel.
- Der Abflussvorgang wird als eindimensional – in Richtung Kanalachse – betrachtet, so dass lediglich die Geschwindigkeitskomponente in dieser Richtung berücksichtigt wird.
- Das Sohlgefälle und das Profil sind über einen betrachteten Kanalabschnitt konstant.
- Auf Grund der Vernachlässigung der Vertikalbeschleunigung für das Medium werden hydrostatische Druckverhältnisse abgeleitet.

Die Kontinuitätsgleichung, also das Gesetz von der Erhaltung der Masse, besagt, dass die Differenz aus Zufluss und Abfluss gleich der Änderung des Speichervolumens ist. Mathematisch formuliert lautet die Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + \frac{\delta A}{\delta t} = q \quad (\text{Gl. 2.15})$$

Die Bewegungsgleichung besagt, dass die Summe der an einem Element angreifenden Kräfte gleich der Impulsänderung der Masse des Elements ist. Die Bewegungsgleichung lautet in vollständiger Form:

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{v}{g \cdot A} \cdot q + \frac{\delta h}{\delta x} = J_{So} - J_R \quad (\text{Gl. 2.16})$$

In dieser vollständigen Form beschreibt die Bewegungsgleichung instationär ungleichförmigen und diskontinuierlichen Abfluss. Unter instationärem Abfluss versteht man zeitlich veränderlichen Abfluss. Ungleichförmiger Abfluss beschreibt einen Abfluss, der über den betrachteten Abschnitt veränderlich ist.

Es existieren zahlreiche Vereinfachungen; dabei werden ein oder mehrere Terme vernachlässigt. Die Vereinfachungen führen dazu, dass lediglich bestimmte Abflussvorgänge berechnet werden können. Im Extremfall wird die Bewegungsgleichung so weit ver-

einfacht, dass nur noch die Berechnung von stationär gleichförmigen Abfluss, dem Normalabfluss, möglich ist. Die verschiedenen Abflussvorgänge sind in dem ATV-Arbeitsblatt A110 beschrieben [25].

Diese Vereinfachungen wurden vielfach aus Gründen der Rechenzeiterparnis vorgenommen; die Auswirkungen dieser Vereinfachungen sind in [26] beschrieben. Im Zuge der Leistungssteigerung der Computer wurde von diesen Vereinfachungen in den meisten Fällen wieder Abstand genommen, so dass heute in der Regel die vollständige Bewegungsgleichung berücksichtigt wird.

Das Saint Venant'sche Gleichungssystem ist nicht geschlossen integrierbar. Eine Näherung ist mit numerischen Rechenverfahren möglich. Dabei werden die partiellen Differentialgleichungen durch Diskretisierung in Orts- und Zeitrichtung in algebraische Gleichungen überführt; die Differentialen werden angenähert durch endliche Differenzen dargestellt. Zur Berechnung des so entstehenden Gleichungssystems müssen Anfangs- und Randbedingungen bekannt sein.

Bei der Näherungslösung der Gleichungen wird zwischen expliziten und impliziten Verfahren unterschieden. Explizite Verfahren verwenden zur Berechnung der Werte des neuen Zeitschritts ausschließlich Informationen aus bekannten Zeitebenen, während bei impliziten sowohl Informationen aus bekannten als auch aus der neuen unbekanntem Zeitebene verwendet werden. Daher ist eine iterative Berechnung erforderlich.

Ferner wird bei der Lösung des Gleichungssystems zwischen Differenzen- und Charakteristikenverfahren unterschieden. Bei den Differenzenverfahren werden die Differenziale in den Ausgangsgleichungen durch Differenzen ersetzt, während beim Charakteristikenverfahren zunächst eine Vereinfachung der Ausgangsgleichungen erfolgt, bevor Differenzen eingeführt werden. Durch die Vereinfachungen werden die partiellen hyperbolischen Differentialgleichungen in vier gewöhnliche Differentialgleichungen überführt.

Bei der Lösung verwenden Differenzenverfahren meist ein festes Rechteckgitter in Ort und Zeit, während das Gitter bei Charakteristikenverfahren variabel ist. Die Lösung erfolgt für die Gitterpunkte. In der Stadthydrologie kommen wegen des unveränderlichen Gitters meist Differenzenverfahren zum Einsatz.

Im Gegensatz zu den impliziten Verfahren muss bei den expliziten Verfahren ein weiteres Stabilitätskriterium eingehalten werden, die so genannte Courant-Bedingung. Diese besagt, dass der Zeitschritt der Berechnung so gewählt werden muss, dass die Ausbreitung einer Welle auf einer bestimmten Strecke noch erfasst werden kann.

Mathematisch formuliert lautet diese Bedingung:

$$\Delta t \leq \Delta x / (v + \sqrt{g \cdot h}) \quad (\text{Gl. 2.17})$$

Um diese Bedingung einzuhalten, muss entweder der Zeitschritt entsprechend klein sein oder die örtliche Diskretisierung entsprechend groß, um die Ausbreitung der Welle noch erfassen zu können. Da in der Stadthydrologie die örtliche Auflösung durch das Kanalnetz vorgegeben ist, muss der Zeitschritt so klein gewählt werden, dass die Courant-

Bedingung eingehalten wird. Es ergeben sich aus Stabilitätsgründen häufig Zeitschritte im Sekundenbereich oder darunter.

Implizite Modelle unterliegen dieser Einschränkung nicht. Allerdings sollte auch bei Anwendung impliziter Modelle der Zeitschritt nicht zu groß gewählt werden, da es ansonsten zu einer starken Glättung der Abflusswellen kommt mit der Gefahr, über die Spitzenwerte „hinwegzurechnen“.

Die St. Venant'schen Gleichungen gelten für den Freispiegelabfluss in offenen Gerinnen. Für die Berechnung des Abflusses unter Druck müssen daher Annahmen getroffen werden, die eine Berechnung auch ermöglichen, wenn der Wasserspiegel über Rohrscheitel ansteigt. In diesem Fall steht in den Halungen lediglich die Oberfläche der Schächte als freie Oberfläche für die Speicherung zur Verfügung. Daher kann es zu starken Schwankungen des Wasserstandes im Übergangsbereich zwischen Freispiegel- und Druckabfluss kommen.

Um die Gültigkeit des Gleichungssystems auch bei Druckabfluss zu erzielen, wurde ein fiktiver kleiner Schlitz in dem Scheitelbereich der Kanalhaltungen vorgesehen, der so genannte Preissmann-Slot [27, 28]. In Folge dieser Annahme stimmt die Drucklinie wieder mit der Wasserspiegellinie überein.

Um nicht tatsächlich nicht vorhandenes Speichervolumen zu erzeugen, muss die Breite des Schlitzes sehr klein gewählt werden. Die Breite des Schlitzes liegt meist im Millimeterbereich.

Zur Umgehung der Schwierigkeiten durch Anordnung des Preissmann-Slots werden in einigen Modellen Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung mit unterschiedlichem Ortsbezug gelöst (Haltungsmitte bzw. Schacht). Diese Vorgehensweise wurde in dem EXTRAN-Block des Stormwater Management Modells gewählt [29].

Eine entscheidende Größe bei der Abflussberechnung ist die des Fließwiderstandes. Für dessen Berechnung in Kanalrohren dient die allgemeine Widerstandsformel:

$$h_v = \lambda \cdot \frac{l}{4 r_{hy}} \cdot \frac{v^2}{2 g} \quad (\text{Gl. 2.18})$$

Nach Umformung erhält man die Gleichung für das Energieliniengefälle zu:

$$J_E = \frac{h_v}{l} = \lambda \cdot \frac{l}{4 r_{hy}} \cdot \frac{v^2}{2 g} \quad (\text{Gl. 2.19})$$

Der Rauigkeitswert  $\lambda$  wurde durch Versuche definiert. Danach sind zwei Bereiche zu unterscheiden:

- Die laminare Randströmung, auch als Grenzschicht bezeichnet, in der eine echte Schubspannung auftritt, die einen Reibungswiderstand verursacht.
- Die turbulente Kernströmung, in der wegen der Turbulenzen eine scheinbare Schubspannung auftritt.

Als Ergebnis liefern hydrodynamische Modelle zu jedem Zeitschritt für jede Haltung des Kanalnetzes Geschwindigkeit und Durchfluss und für jeden Knoten den Wasserstand. Die Berechnung des Abflussgeschehens in hydrodynamischen Modellen ist deutlich genauer, weil sie auf den tatsächlichen physikalischen Gegebenheiten aufbaut; allerdings ist sie auch rechenzeitintensiver. Auf Grund der beschriebenen Annahmen ist es möglich, Prozesse wie Einstau bzw. Überstau in den Haltungen zu erfassen und zu berücksichtigen. Bei hydrologischen Modellen können diese Vorgänge nur angenähert erfasst werden; hierzu sind detaillierte Vorberechnungen notwendig.

## **2.5 Berücksichtigung der Sonderbauwerke**

Sonderbauwerke spielen in der Siedlungsentwässerung eine entscheidende Rolle bei der Aufteilung des Abflusses und der transportierten Stofffrachten. Ihre Größe und Gestaltung bestimmen die hydraulische und stoffliche Belastung der Gewässer wesentlich. Daher ist die richtige Nachbildung der Aufteilungsvorgänge an Sonderbauwerken in den Modellen wichtig. Auch bei der Berechnung dieser Prozesse bestehen beträchtliche Unterschiede zwischen hydrologischen und hydrodynamischen Modellen.

### **2.5.1 Berücksichtigung von Sonderbauwerken in hydrologischen Modellen**

In hydrologischen Modellen werden die Sonderbauwerke nach Bauwerkstypen unterteilt; die für den jeweiligen Typ charakteristischen Aufteilungsvorgänge werden berücksichtigt. So erfolgt z. B. für einen Regenüberlauf eine Aufteilung des Zuflusses in Drosselabfluss und Überlauf; bei Durchlaufbecken wird der ankommende Abfluss in Drosselabfluss, Beckenspeicherung, Klär- und Beckenüberlauf aufgeteilt.

Analog wird bei anderen Bauwerkstypen die Aufteilung des Abflusses auf Grundlage der konstruktiven Gestaltung des Sonderbauwerks berechnet. Die Aufteilung des Zuflusses in Speicherung, Ableitung und Entlastung wird an Hand vorgegebener Drosselwerte oder Kennlinien vorgenommen, da die Kenntnis des Wasserstandes nicht gegeben ist. Für die Ermittlung der benötigten Werte sind Vorberechnungen erforderlich. Eine besondere Schwierigkeit der Nachbildung des tatsächlichen Abflussvorgangs liegt vor, wenn der Abfluss an Aufteilungen durch Rückstau beeinflusst werden kann. In solchen Fällen ist nur eine grobe Näherung möglich. Zur Gänze versagen hydrologische Modelle, wenn es zu Rückfluss kommt. Eine Berücksichtigung dieses Fließvorgangs ist wegen der fehlenden Angaben zum Wasserstand nicht möglich.

Auf Grund der Schwierigkeiten, die Abflussaufteilung realitätsnah zu berechnen, sollte nach A128 vom Einsatz hydrologischer Modelle bei stark vermaschten Netzen abgesehen werden.

Auch hinsichtlich der Berechnung der Absetzwirkung von Regenüberlaufbecken sind hydrologische Modelle nur bedingt für die Nachrechnung einzelner Ereignisse geeignet. Grund dafür ist, dass die Geschwindigkeit in den Becken nicht bestimmt wird. Das Absetzverhalten der Becken hängt aber ganz entscheidend von der Durchflussgeschwindigkeit ab. Die gleiche Aussage trifft auch für die Absetzvorgänge in den Haltungen zu, so dass grundsätzlich keine „genaue“ Berechnung der Absetz- und Abtragsvorgänge in den Elementen eines Kanalnetzes möglich ist.

## 2.5.2 Berücksichtigung von Sonderbauwerken in hydrodynamischen Modellen

In hydrodynamischen Modellen ist es möglich, die komplexen Aufteilungsvorgänge an Sonderbauwerken dadurch zu berücksichtigen, dass die Sonderbauwerke aus den einzelnen Elementen, aus denen sie bestehen, zusammengesetzt werden, z. B. durch

- Schwellen mit ihrer tatsächlichen Länge und Höhe
- Speicherelemente mit den vorhandenen Abmessungen und Höhen
- Drosselemente mit variablem weiter geleitetem Abfluss
- Abfluss aus Öffnungen (z. B. Schieber, Überlaufschlitze)
- unterschiedliche Höhenlage von Rohren an Aufteilungen
- Haltungen mit den tatsächlichen Abmessungen von Becken

Da der Wasserstand an jedem Knoten und zu jedem Zeitschritt ermittelt wird, ist die Möglichkeit der Berechnung einer realitätsnahen Abflussaufteilung gegeben. Allerdings ist besonders sorgfältig bei der Vorgabe von Beiwerten für Wehre, Öffnungen etc. vorzugehen. Auch hier ist es teilweise notwendig, die entsprechenden Beiwerte durch eine Vorberechnung zu ermitteln, z. B. bei Dükern und Absturz- oder Energievernichtungsbauwerken.

## 2.6 Berechnung der Schmutzfrachten

Hauptanwendungsbereich von Schmutzfrachtberechnungen ist in Deutschland derzeit die Bemessung bzw. der Nachweis von Anlagen zur Regenwasserbehandlung. Das Vorgehen hierbei ist in dem ATV-Arbeitsblatt A 128 festgelegt. Danach wird das erforderliche Beckenvolumen im Nachweisverfahren mit Hilfe einer Vergleichsberechnung bestimmt (s. Kapitel 2.8.2).

In Folge der Vergleichsberechnung bei der Bemessung von Anlagen zur Regenwasserbehandlung ist die Berechnung der tatsächlichen Schmutzfrachten in den meisten Anwendungsfällen in Deutschland nur von untergeordneter Bedeutung.

Weiter ist in dem ATV Arbeitsblatt A128 ausgeführt, dass Schmutzfrachtberechnungen grundsätzlich mit dem Ansatz der vollständigen Durchmischung durchgeführt werden sollten; Ansätze für Akkumulation und Abtrag sind nur in Ausnahmefällen nach vorheriger Absprache mit den Aufsichtsbehörden zugelassen. Daher werden Schmutzfrachtberechnungen in Deutschland in der Regel mit dem Ansatz der vollständigen Durchmischung und einer konstanten Regenwasserkonzentration durchgeführt. Diese Ansätze verhindern eine ereignisbezogene, an die tatsächlichen Akkumulations- und Abtragsvorgänge im Kanalnetz angelehnte Berechnung.

Hinzu kommt weiter, dass lediglich der Summenparameter CSB als Verschmutzungsparameter betrachtet wird und in dem Arbeitsblatt A 128 eine CSB-Konzentration des Regenabflusses von 107 mg/l vorgegeben ist, die auf mittleren Niederschlagsverhältnissen von 800 mm/a und einem jährlichen CSB-Oberflächeneintrag in das Kanalnetz von 600 kg basiert; die örtlichen Verhältnisse bleiben auf Grund der Vorgabe dieser pauschalen Parameter bei den Nachweisen nach A 128 unberücksichtigt.

Angemerkt sei an dieser Stelle, dass in Deutschland in den letzten Jahren so gut wie keine Weiterentwicklung der Schmutzfrachtmodellierung stattgefunden hat, da grundsätzlich der Ansatz der vollständigen Durchmischung Anwendung finden sollte. Daher bieten die kommerziell verfügbaren Schmutzfrachtmodelle – unabhängig von der Art der Abflussberechnung – nur stark eingeschränkte Möglichkeiten zur Berücksichtigung der im Kanalnetz stattfindenden Prozesse. Auch stehen Messungen zur Kalibrierung von Modellen, die weitergehende Ansätze für die Schmutzfrachtprozesse in den Kanalnetzen beinhalten, kaum zur Verfügung [30].

### **2.6.1 Berechnung der Schmutzfrachten in hydrologischen Modellen**

Die Mischkonzentration des Abflusses ergibt sich aus den Fracht- und Abflussanteilen der einzelnen Komponenten durch deren vollständige Durchmischung. Bei der Berechnung von Zulaufkonzentrationen zu einem Bauwerk werden lediglich die zeitgleich zufließenden Frachten und Mengen berücksichtigt; in Speicherbauwerken wird zusätzlich das bereits im Bauwerk befindliche Volumen mit seiner Verschmutzung herangezogen.

### **2.6.2 Berechnung der Schmutzfrachten in hydrodynamischen Modellen**

Die meisten auf dem Markt befindlichen hydrodynamischen Modelle weisen keinen Baustein zur Schmutzfrachtberechnung auf. Grundsätzlich müssen hydrodynamische Modelle auf Grund ihres haltungsbezogenen Aufbaus die Mischungsberechnung für jede Haltung durchführen. Grundlagen der Durchmischungsberechnung sind wie bei den hydrologischen Modellen die Fracht- und Abflussanteile der einzelnen Schmutzfrachtkomponenten sowie das in dem betrachteten Element vorhandene Volumen mit seiner Fracht.

## **2.7 Wesentliche Unterschiede der Modellansätze**

Der wesentliche Unterschied zwischen hydrologischen und hydrodynamischen Modellen besteht in der Berechnung der Prozesse Abflusskonzentration und –transformation. In hydrologischen Modellen ist es üblich, statt einer detaillierten haltungsweisen Berechnung der Abflussganglinien diese nur für zusammengefasste Teilgebiete zu ermitteln. Hierfür werden Übertragungsfunktionen bestimmt, mit denen die Abflussganglinien berechnet werden. Häufig werden die Übertragungsfunktionen lediglich für den Systemendpunkt eines Teilsystems ermittelt (Sonderbauwerk), so dass die Übertragungsfunktion die Berechnung der Abflusskonzentration und der Abflusstransformation dieses Teilsystems beinhalten muss; die Abflussprozesse im Innern des Systems werden nicht erfasst.

Empfohlen wird die Ableitung der Übertragungsfunktion aus Messungen. In der Mehrzahl der Fälle liegen allerdings keine detaillierten Niederschlags- und Abflussmessungen vor. In diesen Fällen sollte eine hydrodynamische Vorberechnung durchgeführt werden; an die Ergebnisse dieser Vorberechnung kann dann die Anpassung erfolgen. In den Fällen, in denen weder Messungen noch Kanalnetzdaten vorliegen, ist eine fundierte Ableitung der Übertragungsfunktion nicht möglich; in solchen Fällen sind hydrologische Berechnungen mit großen Unsicherheiten behaftet.

Leider werden in der Praxis selbst bei Vorliegen der Kanalnetzdaten die Übertragungsfunktionen oft nicht aus Berechnungsergebnissen abgeleitet, sondern mit Standardpara-

metern ermittelt. In diesen Fällen sind die mit hydrologischen Modellen gewonnenen Berechnungsergebnisse mit Skepsis zu betrachten.

In hydrodynamischen Modellen hingegen werden die Zuflussganglinien zum Kanalnetz haltungsweise bestimmt. Für diese Ermittlung kommen ebenfalls häufig Übertragungsfunktionen zum Einsatz. Die anschließende Berechnung der Abflüsse im Kanalnetz erfolgt ebenfalls detailliert haltungsweise unter Berücksichtigung der **physikalischen Gegebenheiten**. Da der Prozess der Abflusstransformation – verglichen mit dem der Abflusskonzentration – von weitaus größerer Bedeutung für die realitätsnahe Ermittlung der Abflussganglinien ist, werden mit hydrodynamischen Modellen durch die detaillierte Berechnung der Abflussprozesse im Kanalnetz realitätsnahe Ergebnisse ermittelt. Berechnet werden dabei Durchfluss und Wasserstand. Auf Grund der Berücksichtigung der physikalischen Gegebenheiten können Prozesse wie Ein- und Überstau oder Fließumkehr berechnet werden.

Auch wenn es mit dem Einsatz hydrodynamischer Modelle prinzipiell möglich ist, realitätsnahe Ergebnisse zu erzielen, so ist in vielen Fällen eine Kalibrierung erforderlich, um für den jeweiligen Anwendungsfall hinreichend genaue Ergebnisse zu erzielen. Im Rahmen einer Kalibrierung sind unter anderem die abflusswirksamen Flächen zu überprüfen und an die vorhandenen Gegebenheiten anzupassen.

In Tabelle 1 sind die Modellansätze der einzelnen Prozesse der Abflussberechnung in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen vergleichend gegenübergestellt.

Tabelle 1 : Modellansätze der Abflussberechnung in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen

Prozess der Abflussberechnung	Ansatz in	
	hydrologischen Modellen	hydrodynamischen Modellen
Abflussbildung	Abflussprozentmethode, Grenzwertmethode Anfangsverluste kontinuierlich berechnet	Abflussprozentmethode, Grenzwertmethode Anfangsverluste für jedes Ereignis vorzugeben
Abflusskonzentration	<b>Eine</b> Übertragungsfunktion für ein Gebiet	Übertragungsfunktion für jede Haltung
Abflusstransformation in einem Gebiet		Lösung der Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung für jede Haltung
Abflusstransformation zwischen Gebieten	reine Translation, Translation und Retention	Lösung der Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung

## 2.8 Anwendungsbereiche der Modelle

Da die Abflussberechnung in hydrologischen Modellen meist nur an den Sonderbauwerken erfolgt, bildet die Übertragungsfunktion das Abflussverhalten im Inneren eines Systems nach. Ein Kanalnetz besteht somit lediglich noch aus wenigen Elementen; die Berechnung des Abflussgeschehens nimmt wenig Zeit in Anspruch. Daher werden hydrologische Modelle meist zur Ermittlung des erforderlichen Volumens von Regenrückhaltebecken und zur Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen eingesetzt, da in beiden Fällen häufig Langzeitsimulationen zur Dimensionierung bzw. zum Nachweis des Beckenvolumens erforderlich sind.

Hydrodynamische Modelle werden heute meist zum Überstaunachweis und zur Dimensionierung von Sanierungsmaßnahmen eingesetzt; für diese Aufgabenstellungen ist die Kenntnis des Abflusses in allen Haltungen und des Wasserstandes an sämtlichen Knoten erforderlich. Hydrodynamische Modelle sind auf Grund ihrer haltungsweisen Berechnung dieser Größen für diese Nachweise prädestiniert. In geringerem Umfang werden sie ebenfalls zur Bemessung von Regenrückhaltebecken und Mischwasserbehandlungsanlagen angewendet.

Die Vorgehensweise der drei genannten Aufgabenstellungen – die Bemessung von Regenrückhaltebecken und Mischwasserbehandlungsanlagen sowie die Überstaunachweise – ist im Folgenden beschrieben.

### 2.8.1 Bemessung von Regenrückhaltebecken nach ATV-DVWK Arbeitsblatt A117

Die Vorgehensweise bei der Bemessung von Regenrückhalteräumen erfolgt nach dem ATV-DVWK Arbeitsblatt A117. Bei der Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens stehen grundsätzlich zwei Verfahren zur Verfügung:

#### 1. Einfaches Verfahren

Das einfache Verfahren hat für die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen keine Relevanz; die Vorgehensweise hierbei wird der Vollständigkeit halber beschrieben.

Im einfachen Verfahren erfolgt die Bemessung von Regenrückhalteräumen mittels statistischer Niederschlagsdaten. Dieses Verfahren ist nur für kleine und einfach strukturierte Entwässerungssysteme anwendbar. Als Anwendungsgrenzen sind im Arbeitsblatt genannt:

- Das Einzugsgebiet hat eine kanalisierte Einzugsfläche von nicht mehr als 200 ha
- Die Fließzeit zum Regenrückhalteraum beträgt maximal 15 Minuten
- Die Überschreitungshäufigkeit des Speichervolumens beträgt  $n \geq 0,1/a$
- Der Regenanteil der Drosselabflusspende ist  $\geq 2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$

Bei der Bemessung mit dem einfachen Verfahren erfolgt mit örtlichen Regenspendelinien unter der Annahme, dass die Niederschlagshäufigkeit gleich der Überschreitungshäufigkeit des Regenrückhalterausms ist. Unter der Vorgabe von Gebietsgrößen wie Fläche und

Fließzeit sowie dem Drosselabfluss aus dem Becken ergibt sich das spezifische Volumen für eine Dauerstufe zu:

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) \cdot D \cdot f_Z \cdot f_A \cdot 0,06 \text{ (m}^3/\text{ha)} \quad (\text{Gl. 2.20})$$

mit

$V_{s,u}$  Spezifisches Speichervolumen, bezogen auf  $A_u$  [ $\text{m}^3/\text{ha}$ ]

$r_{D,n}$  Regenspende der Dauerstufe  $D$  und der Häufigkeit  $n$  [ $1/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ]

$q_{dr,r,u}$  Regenanteil der Drosselabflussspende, bezogen auf  $A_u$  [ $1/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ]

$D$  Dauerstufe in [min]

$f_Z$  Zuschlagsfaktor nach Tabelle 2 des Arbeitsblattes A 117 [-]

$f_A$  Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von  $t_f$ ,  $q_{dr,r,u}$  und  $n$  nach Bild 3 bzw. Anhang 2 des Arbeitsblattes A 117 [-]

0,06 Dimensionsfaktor zur Umrechnung von  $1/\text{s}$  in  $\text{m}^3/\text{min}$

Diese Gleichung wird für die Dauerstufen nach [31] ausgewertet; der Maximalwert gibt das maßgebliche Beckenvolumen an.

## 2. Nachweisverfahren

Die Bemessung von Regenrückhalteräumen erfolgt mittels Niederschlags-Abfluss-Langzeit-Simulation langjähriger Niederschlagsreihen. Dadurch werden die natürliche Abfolge von Niederschlagsereignissen und die Überlagerung von Füllungs- und Entleerungsvorgängen rechnerisch erfasst.

Dieses Verfahren ist hinsichtlich der Anwendbarkeit grundsätzlich keinen Einschränkungen unterworfen.

Bei dem Nachweis wird für ein gewähltes oder vorhandenes Volumen und einem vorgegebenen Drosselabfluss die Überschreitungshäufigkeit berechnet.

Die Neubemessung von Regenrückhalteräumen macht es erforderlich, das Volumen zunächst sinnvoll zu schätzen. Anschließend wird mit einem Niederschlags-Abfluss-Modell für die Ereignisse der Niederschlagsreihe die Abflussbildung, Abflusskonzentration, der Abflusstransport, die Beckenspeicherung und der Beckenüberlauf berechnet.

Damit liegen für jedes Ereignis das gespeicherte Volumen und das sich eventuell ergebende Überlaufvolumen vor. Die Summen aus Speicher- und Überlaufvolumen werden anschließend der Größe nach geordnet. Jedem Volumen wird über die Gleichung:

$$T_n = [ (L+1)/K ] \cdot [M/L] \quad (\text{Gl. 2.21})$$

mit

$T_n$  Wiederkehrzeit in Jahren

$M$  Anzahl der Jahre, mit der die Simulation erfolgt ist

$L$  Anzahl der Werte der Stichprobe

$K$  Rang des Elementes der Stichprobe von 1 bis  $L$

eine Wiederkehrzeit zugewiesen. Die Beziehung zwischen Volumen und Wiederkehrzeit kann graphisch oder tabellarisch ermittelt werden. Mit Hilfe der gewonnenen Ausgleichsfunktion wird das Volumen bestimmt, das bei der vorgegebenen Häufigkeit benötigt wird.

Das erforderliche Volumen eines Rückhaltebeckens hängt dabei wesentlich von den in einem Niederschlagskontinuum enthaltenen Starkregenereignissen ab. Bei der Bemessung mit dem Nachweisverfahren können grundsätzlich sowohl hydrologische als auch hydrodynamische Modelle zum Einsatz kommen.

### **2.8.2 Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen nach dem ATV-Arbeitsblatt A128**

Ziel des ATV-Arbeitsblattes A128 ist, die Regenwasserbehandlung so zu gestalten, dass die Gesamtemissionen aus Kläranlage und Regenentlastungsanlagen bestmöglich reduziert werden. Es soll dafür Sorge getragen werden, dass Kläranlage und Gewässer vor übermäßigen Belastungen geschützt werden. Die Bemessung von Bauwerken der Regenentlastung nach dem Arbeitsblatt A128 soll diesem Ziel unter Wahrung der Wirtschaftlichkeit dienen.

Zur Bemessung und zum Nachweis dieser Vorgabe stehen grundsätzlich zwei Verfahren zur Verfügung:

- Ein vereinfachtes Bemessungsverfahren mittels Diagrammen bzw. Formblatt
- Ein Nachweisverfahren mittels Schmutzfrachtberechnungen.

Gemeinsam ist beiden Verfahren, dass in jedem Fall ein erforderliches Gesamtspeichervolumen zum Zwischenspeichern von Mischwasser bestimmt werden muss. Die Ermittlung dieses Volumens erfolgt für das gesamte Einzugsgebiet einer Kläranlage oberhalb des letzten Entlastungsbauwerks. Die zur Bemessung benötigten Kenngrößen des Kanalnetzes beziehen sich auf diesen Punkt. Eingangsgroßen der Bemessung sind:

- die mittlere Jahresniederschlagshöhe  $h_{Na}$  nach Angabe des Deutschen Wetterdienstes
- die undurchlässige Gesamtfläche  $A_u$
- die längste Fließzeit  $t_f$  im Gesamtgebiet (nur für bedeutsame Flächen)
- die mittlere Geländeneigungsgruppe  $NG_m$ , berechnet als flächengewichtetes Mittel
- der Mischwasserabfluss  $Q_m$  der Kläranlage bei Regenwetter
- der Trockenwetterabfluss als 24h-Tagesmittel aus Misch- und Trenngebieten

- die Tagesspitze des Trockenwetterabflusses aus Misch- und Trenngebieten
- der Regenabfluss aus Trenngebieten. Dieser wird zu 100 % des Schmutzwasserabflusses gesetzt
- die CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluss als Jahresmittel einschließlich des Fremdwasserabflusses
- der mittlere, bereits im Trockenwetterabfluss enthaltene Fremdwasserabfluss

Aus diesen Eingangsgrößen wird zunächst mit dem Formblatt in Anhang 3 die zulässige Entlastungsrate berechnet. Entscheidend für die Größe dieser Entlastungsrate ist die mittlere Schmutzkonzentration im Überlaufwasser, die wiederum vom Mischverhältnis zwischen Regen- und Schmutzwasser abhängt; je stärker das entlastete Mischwasser verschmutzt ist, um so weniger darf entlastet werden. Je kleiner die zulässige Entlastungsrate wird, desto größer wird das erforderliche Speichervolumen.

Weiter muss nach dem Arbeitsblatt A128 in jedem Netz ein Mindestspeichervolumen zur Verfügung gestellt werden. Dieses basiert auf der Forderung, dass in Durchlaufbecken im Jahresmittel eine bestimmte Mindestaufenthaltszeit eingehalten wird, um eine ausreichende Absetzwirkung zu gewährleisten. Das nach Anhang 3 des Arbeitsblattes A 128 berechnete erforderliche Gesamtspeichervolumen muss mindestens diesem Mindestspeichervolumen entsprechen; ansonsten ist es auf den Wert des Mindestspeichervolumens zu erhöhen.

Der Berechnungsgang zur Dimensionierung der Regentlastungsanlagen für die beiden Verfahren ist wie folgt vorgegeben:

#### Vereinfachtes Aufteilungsverfahren

Wie bei der Bemessung von Regenrückhalteräumen hat das vereinfachte Aufteilungsverfahren für die durchgeführten Untersuchungen keine Relevanz, es wird dennoch der Vollständigkeit halber beschrieben.

Das vereinfachte Aufteilungsverfahren darf nur angewendet werden, wenn folgende Kriterien erfüllt sind:

- Die Regenabflussspende der Kläranlage darf  $2 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$  nicht überschreiten
- Die Regenabflussspende  $q_r$  für das oberhalb liegende Einzugsgebiet eines Regenüberlaufbeckens darf nicht größer sein als die 1,2-fache Regenabflussspende der Kläranlage
- Es dürfen höchstens 5 Regenüberlaufbecken hintereinander geschaltet werden
- Drosselabflüsse von Regenüberläufen müssen mindestens so groß sein, wie in dem Arbeitsblatt angegeben
- Die Anzahl der Regenüberläufe in dem Einzugsgebiet eines Regenüberlaufbeckens darf höchstens 5 sein
- Regenrückhaltebecken im betrachteten Einzugsgebiet müssen eine Regenabflussspende von mindestens  $5 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$  aufweisen. Ihr Volumen wird im vereinfachten Verfahren nicht auf das erforderliche Gesamtspeichervolumen angerechnet; es kann nur im Nach-

weisverfahren berücksichtigt werden.

- Das erforderliche spezifische Speichervolumen  $V_s$  darf 40 m<sup>3</sup>/ha nicht überschreiten

Bei Anwendung des vereinfachten Aufteilungsverfahrens nach Arbeitsblatt A 128 wird jedes Regenbecken nach dem Formblatt in Anhang 3 bemessen. Die Eingangsgrößen für die Bemessung werden für das gesamte oberhalb des Beckens gelegene Einzugsgebiet bestimmt. Mit diesen Größen erfolgt die Bestimmung des erforderlichen Speichervolumens für das Einzugsgebiet des betrachteten Beckens. Nach Abzug des in oberhalb gelegenen Einzugsgebieten bereits vorhandenen Volumens erhält man die erforderliche Größe des betrachteten Regenüberlaufbeckens. Das ermittelte Volumen darf nicht geringer sein als das Mindestspeichervolumen; weiter müssen für dieses Volumen die Klärbedingungen eingehalten werden.

Das Gesamtvolumen im Kanalnetz darf nicht geringer sein als das nach Anhang 3 des Arbeitsblattes A 128 ermittelte Mindestspeichervolumen für das gesamte Netz. Auf das Gesamtvolumen können im vereinfachten Aufteilungsverfahren bestimmte Speicherräume angerechnet werden, z. B. aktivierbares Speichervolumen auf Kläranlagen und das abgeminderte statische Kanalvolumen unter der Horizontalen in Höhe der tiefsten Überlaufschwelle.

#### Das Nachweisverfahren

Werden die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Aufteilungsverfahrens überschritten, so ist das Nachweisverfahren anzuwenden. Auch hierbei ist zunächst das erforderliche Gesamtspeichervolumen für das gesamte Einzugsgebiet der Kläranlage nach dem Formblatt in Anhang 3 des ATV-Arbeitsblattes zu bestimmen.

In einer Vorberechnung wird dieses Volumen in einem fiktiven Zentralbecken, das das einzige Becken des Netzes darstellt, vor der Kläranlage angeordnet und die entlastete CSB-Jahresfracht aus diesem Becken ermittelt. Das Volumen wird in einem Durchlaufbecken im Nebenschluss so tief liegend angeordnet, dass kein Kanalvolumen aktiviert werden kann. Der Drosselabfluss des Beckens entspricht dem Mischwasserabfluss zur Kläranlage.

Für die Vorberechnung ist das Kanalnetz so zu verändern, dass die anfallenden Mischwasserabflüsse vollständig und rückstaufrei zum fiktiven Zentralbecken, das das erforderliche Gesamtspeichervolumen erhält, geleitet werden. Um eine rückstaufreie Ableitung der Wassermengen zu gewährleisten, werden die Drosselabflüsse in der Vorberechnung so hoch gesetzt, dass es zu keiner Speicherung in den im Netz vorhandenen Becken kommt. Werden einzelne Kanalstränge überlastet, so sind die Querschnitte dieser Stränge für die Vorberechnung so zu vergrößern, dass es zu keinen rechnerischen Überlastungen mehr kommt. Durch die Vergrößerung wird der Forderung des Arbeitsblattes entsprochen, den Abfluss ohne Rückstau zum fiktiven Zentralbecken abzuleiten. Oft sind zur Bestimmung der erforderlichen Profilgrößen umfangreiche Berechnungen notwendig.

Liegt das veränderte fiktive Netz vor, so wird dieses mit einer Niederschlagsreihe belastet und die Entlastungsfracht aus dem fiktiven Zentralbecken berechnet; dabei stellt

der Klärüberlauf des Zentralbeckens in der Vorberechnung die einzige Entlastungsmöglichkeit dar. Als maßgeblicher Stoffparameter ist der biochemische Sauerstoffbedarf CSB festgelegt. Abtrag und Absetzwirkung in Kanälen und Speicherräumen sind nur in Abstimmung mit der Aufsichtsbehörde zugelassen.

Die Entlastungsfracht aus dem fiktiven Zentralbecken, die sich bei der Vorberechnung ergibt, entspricht der zulässigen Entlastungsfracht. Die Entlastungsfracht aus dem tatsächlichen Netz darf nicht höher sein.

Zur Bestimmung der Entlastungsfracht aus dem tatsächlichen Netz wird das vorhandene Kanalnetz mit derselben Niederschlagsreihe belastet und die tatsächliche Entlastungsfracht bestimmt. Die tatsächliche Entlastungsfracht ergibt sich als Summe der an allen vorhandenen Mischwasserbauwerken entlasteten CSB-Frachten. Das Modell, mit der diese Berechnung erfolgt, muss das gleiche sein wie bei der Vorberechnung. Es sind die gleichen Ansätze für die Abflusskonzentration und –translation zu verwenden. Akkumulation, Abtrag und Absetzwirkung in Kanälen und Speicherräumen sind ebenfalls wie bei der Vorberechnung zu wählen.

Durch Vergleich der zulässigen und der tatsächlichen Entlastungsfracht wird festgelegt, ob Sanierungsbedarf besteht oder nicht. Falls Sanierungsbedarf besteht, ist iterativ das Speichervolumen an einzelnen Beckenstandorten so zu erhöhen, bis die tatsächliche Entlastungsfracht kleiner oder gleich der zulässigen ist. Durch diesen Vergleich soll gewährleistet sein, dass – unabhängig von dem verwendeten Modell und den gewählten Parametersätzen – die Ermittlung der notwendigen Größe von Regenwasserbehandlungsanlagen erfolgen kann.

Das benötigte Beckenvolumen für die Mischwasserbehandlung ergibt sich im Wesentlichen aus der Entlastungstätigkeit, die aus Niederschlägen mittlerer Intensität resultiert.

### **2.8.3 Hydraulischer Nachweis von Entwässerungssystemen nach dem DWA-Arbeitsblatt A118**

Ziel des Arbeitsblattes A 118 ist, die Entwässerungssysteme so zu konzipieren, dass sie einen angemessenen „Entwässerungskomfort“ gewährleisten. Dazu wird die Überstauhäufigkeit als Zielgröße eingeführt. Als Überstau wird dabei das Überschreiten der Geländeoberkante durch den Maximalwasserstand verstanden.

Die Überstaunachweise können mit unterschiedlichen Belastungsannahmen geführt werden: Einzelmodellregen, Modellregengruppen, gemessenen Starkregenserien und Niederschlagskontinuum. Zur Anwendung eines Niederschlagskontinuums ist ausgeführt, dass dabei eine Vielzahl für die Bemessung nicht relevanter Niederschlagsereignisse erfasst würde. Auf Grund des damit verbundenen Rechenaufwandes und der auszuwertenden Datenmenge ist die Kontinuumssimulation als Sonderanwendung anzusehen. Damit können die Überstaunachweise mit nur einem oder einer begrenzten Anzahl von Niederschlagsereignissen durchgeführt werden; der Rechenaufwand ist deutlich geringer als der einer Langzeitsimulation.

In dem Arbeitsblatt sind Angaben zum Aufbau der Einzelmodellregen und der Modellre-

engruppen zu finden.

Je nach Schutzwürdigkeit des betrachteten Einzugsgebietes ist nachzuweisen, dass für festgelegte Häufigkeiten kein Überstau auftritt. Sollten die Berechnungen ergeben, dass unzulässiger Überstau auftritt, so sind entsprechende Sanierungsmaßnahmen vorzusehen und nachzuweisen.

Da die Berechnungen zum Ziel haben, die Überstaufreiheit nachzuweisen, ist die Kenntnis des Wasserstandes im Kanalnetz von ausschlaggebender Bedeutung. Diese Information liefern lediglich hydrodynamische Modelle.

Hydrologische Modelle können im Rahmen des Arbeitsblattes zur Ermittlung der Abflüsse eingesetzt werden, die für die Bemessung maßgeblich sind.

### 3. Literaturüberblick und Stand des Wissens

#### 3.1 Literatur

Vergleiche von Berechnungsergebnissen, die mittels hydrologischer und hydrodynamischer Berechnungen ermittelt wurden, haben Tradition. Bereits in den siebziger Jahren beschäftigten derartige Vergleiche die Fachwelt. Grund der zu der Zeit angestellten Untersuchungen war die Entwicklung und zunehmende Verbreitung hydrodynamischer Modelle. In diesem Zusammenhang wurde der Frage nachgegangen, welche Unterschiede in den Berechnungsergebnissen der damals angewandten konventionellen Verfahren (Zeitbeiwertverfahren, Summenlinienverfahren, Zeitabflussfaktorverfahren) und denen eines hydrodynamischen Modells auftreten [32, 33, 34]. Aber auch die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen verschiedener hydrodynamischer Modelle untereinander wurden untersucht und diskutiert [35, 36, 37].

Die Ergebnisse dieser Vergleiche lieferten in beiden Fällen wichtige Erkenntnisse für die weitere Anwendung der Modelle bzw. Verfahren: Es wurde bereits damals postuliert, die Modelle bzw. Modellparameter anzupassen. Weiterhin wurde festgestellt, dass konventionelle Verfahren nur für den Anfangsbereich von Kanalnetzen halbwegs realistische Ergebnisse liefern, so dass bei ausgedehnten Netzen für Bemessung und Nachweis hydrodynamische Modelle zum Einsatz kommen sollten.

Zu der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Problematik finden sich seit Mitte der achtziger Jahre einige Hinweise in der deutschen Literatur. Zu der Zeit gab es in Deutschland zunehmende Kritik [38, 39, 40] an dem zu der Zeit gültigen Arbeitsblatt A128 zur Bemessung von Mischwasserentlastungen [41]. Die Kritiker forderten weitere Nachweisgrößen als den Rückhalt von 90 % der Jahresschmutzfracht einzuführen. Darüber hinaus wurde gefordert, zu überprüfen, wie viel Prozent der jährlichen Schmutzfracht bei nach A128 bemessenen Becken tatsächlich zurückgehalten werden und wie sich die Hintereinanderschaltung von Becken auswirkt. Weiterhin wurde die Kenntnis der jährlichen Überlauffrachten, der Anzahl der Entlastungen pro Jahr und die jährlichen Überlaufdauern für wichtig erachtet.

Zur Untersuchung der letztgenannten Fragestellungen wurden zunehmend deterministische hydrologische Modelle eingesetzt, da sie mit vertretbarem Rechenzeitbedarf in der Lage waren, die resultierende Entlastungstätigkeit auch bei Ansatz mehrjähriger Niederschlagsreihen zu ermitteln [42]. In Hessen war bereits 1988 der Einsatz des Schmutzfrachtsimulationsmodells SMUSI vorgezeichnet. Das Programm, das von der Technischen Universität Darmstadt, Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Hydraulik des Institutes für Wasserbau im Auftrag der Hessischen Landesanstalt für Umwelt entwickelt worden war, sollte dazu dienen, das Entlastungsverhalten der einzelnen Anlagen mittels Langzeitsimulation nachzuweisen und anhand von Zielgrößen zu beurteilen [43].

Im Rahmen der zunehmenden Anwendung deterministischer hydrologischer Modelle wurden auch Vergleiche mit den Ergebnissen hydrodynamischer Berechnungen angestellt oder es wurden Hinweise zum Einsatzbereich der hydrologischen Berechnungsverfahren gegeben. So untersuchte Schmitt [6], ob eine Abhängigkeit des errechneten entlasteten Mischwasservolumens von den Ansätzen zur Abflussberechnung gegeben ist.

Schmitt hat die Ansätze einer vollständigen Lösung der Gleichungen von Saint Venant mit denen der kinematischen Welle und reiner Translation verglichen und kommt zu dem Schluss, dass nicht, wie vielfach behauptet wird, nur bei wenigen Extremereignissen Vereinfachungen in der Kanalabflussberechnung größere Ungenauigkeiten bewirken: Treten systematisch größere Abweichungen zwischen detaillierter und vereinfachter Berechnung auf, so weisen alle Entlastungsereignisse Abweichungen auf, die für eine Schmutzfrachtberechnung relevant sind. Wesentliche Einflussfaktoren für das Auftreten von Abweichungen sind die mittlere Kanalneigung und der Grad der Abflussdrosselung; große Unterschiede treten in Netzen mit geringer Neigung oder großem Kanalvolumen auf bzw. wo es zu Druckabfluss, Rückstau oder Rückfluss kommt.

Schmitt stellte fest, dass die Kanalneigung und der Grad der Abflussdrosselung verantwortlich sind für das aktivierte Abflussvolumen und die Abweichungen zwischen detaillierter und vereinfachter Abflussberechnung sich wie die Unterschiede im jeweils aktivierten Kanalvolumen sind. Er folgert daraus, dass für die Fälle, in denen eine ausgeprägte Kanalvolumenaktivierung zu erwarten ist, nur Berechnungsansätze in Frage kommen, die geeignet sind, diese Phänomene zu erfassen.

Ein sehr detaillierter Vergleich zur Genauigkeit unterschiedlicher Modelle wurde vom Institut für Wasserbau der Technischen Universität Darmstadt im Auftrag des Landesamtes NRW durchgeführt [7]. Im Rahmen dieses Vergleichs wurden anfänglich 15 Modelle mit unterschiedlichen Ansätzen und Vorgehensweisen untersucht und die mit diesen Modellen erzielten Ergebnisse gegenübergestellt. Unter den Modellen befanden sich auch solche mit hydrologischen Ansätzen für die Abflussberechnung (Speicher-kaskade, Flutplanverfahren) und solchen, in denen die Abflussberechnung hydrodynamisch erfolgt.

In dem Modellvergleich wurden Zuflussganglinien und Überlaufganglinien für drei hintereinander geschaltete Regenüberlaufbecken und einen Regenüberlauf ermittelt und den gemessenen Werten gegenübergestellt, sowohl für die Wassermenge als auch für verschiedene Stoffparameter.

Zunächst erfolgten Vergleichsberechnungen ohne Kalibrierung. Im Anschluss an eine Kalibrierung mit Hilfe von Niederschlags-, Abfluss- und Konzentrationsmessungen wurden weitere aus Naturregen resultierende Abfluss- und Stoffgrößen berechnet und Messungen gegenübergestellt. Als Ergebnis wurden Empfehlungen für die Weiterentwicklung der einzelnen Modelle gegeben.

Fazit des Vergleichs war, dass die berechneten Abflussganglinien nach der Kalibrierung sehr ähnlich waren; Unterschiede in den Ganglinien waren nicht ursächlich auf die verwendeten Ansätze zurückzuführen, sondern auf die Parameterwahl. Theoretisch vorhandene Unterschiede in den Ansätzen kamen offenbar in dem steilen Einzugsgebiet von Solingen nicht zum Tragen; aus den Ergebnissen lässt sich keine Präferenz für einzelne Modellansätze ableiten. Bei sachgerechter Anwendung der Modelle lassen sich die Prozesse der Abflusskonzentration und –transformation in dem steilen Entwässerungsnetz in vergleichbarer Weise modellieren; diese Bewertung gilt lediglich für rückstaufreie Abflussverhältnisse.

Andere Untersuchungen kommen zu ähnlichen Aussagen [8, 9]. Die Untersuchungen

wurden mit einem Kanalnetzmodell durchgeführt, das für die Abflussberechnung den Ansatz der linearen Speicherkaskade verwendet. Die berechneten Ganglinien wurden mit gemessenen verglichen; es zeigte sich, dass sich eine gute Übereinstimmung mit der Messung erzielen ließ. Die Übereinstimmung ging verloren, wenn Rückstau im Netz selbst oder vom Vorfluter auftrat. Als Ergebnis wird festgehalten, dass bei Ansatz einer linearen Speicherkaskade Abflusswellen nahezu jeder beliebigen Form nachvollziehbar sind, wenn die Parameter  $n$  und  $k$  entsprechend angepasst werden.

Zu dem gleichen Schluss kommt Khelil [10] bei einer Untersuchung zu der Fragestellung, wann welche Art der Modellierung für stadthydrologische Betrachtungen zweckmäßig ist. Dabei untersucht er verschiedene Ansätze für die Teilprozesse „Transport an der Gebietsoberfläche“ und „Transport im Kanal“ an 19 Kanalnetzen. Als Referenz dienen mit HYSTEM-EXTRAN berechnete Ganglinien. Die Belastung bestand aus verschiedenartigen Regen.

Khelil stellt fest, dass mit einer Parameteranpassung auch mit hydrologischen Modellen eine gute Übereinstimmung erzielt werden kann. Die beste Übereinstimmung wurde mit einem detaillierten Transportmodell erzielt, in dem jede Kanalhaltung als Speicher betrachtet wird. Weiterhin stellte Khelil fest, dass bei Ansatz einer Speicherkaskade ein Festhalten an der Zahl der hintereinandergeschalteten Speicher bei 3 zu deutlich schlechteren Ergebnissen führt als die Optimierung in  $n$  und  $k$ .

Bei einem absoluten Vergleich der Berechnungsergebnisse der drei hydrologischen Modelle KOSIM, SMUSI und LWAFLOT [44] wurden trotz gleicher bzw. sehr ähnlicher Eingangsdaten wegen der unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung der Abflussbildung bei einer Kontinuumsimulation unterschiedliche abflusswirksame Niederschlagshöhen ermittelt; die Differenz betrug mehr als 10 Prozent. Die Entlastungsmenge aus dem Gesamtsystem hingegen war bei den Modellen KOSIM und SMUSI trotz einer Abweichung von mehr als 4 Prozent bezogen auf den abflusswirksamen Niederschlag annähernd gleich ( $< 1\%$ ). Fazit der Untersuchung ist, dass alle drei Modelle bezüglich des Entlastungsverhaltens des Entwässerungssystems Ergebnisse in der gleichen Größenordnung ausweisen.

Allgemeine Hinweise zum Anwendungsbereich hydrologischer Modelle sind in [45] zu finden. Danach können hydrologische Modelle bei Netzüberstau mit Druckabfluss, bei Rückstau mit Abflussverzögerung und zur Ermittlung des Wasserstandes bei Rückstau nicht eingesetzt werden. Auch der Einfluss der Sonderbauwerke kann nicht erfasst werden. Mittels belastungsabhängiger Übertragungsfunktionen kann die Speicherwirkung des Kanalnetzes berücksichtigt werden und die Berechnung von Netzverzweigungen und Vermaschungen erfolgen. Durch vereinfachte  $Q$ - $h$ -Beziehungen können Wasserstandsganglinien und Stauganglinien bestimmt werden.

Hinweise zur Genauigkeit hydrologischer Modelle sind in [45, 46] zu finden. Es wurde konstatiert, dass detaillierte hydrodynamische Abflussmodelle für Langzeitsimulationen auf Grund des hohen Rechenaufwandes nicht geeignet sind. Für den Fall aber, dass eine wirklichkeitsnahe Betrachtung des Schmutzstofftransportes im Kanalnetz erwünscht ist, ist die Anwendung solcher detaillierter Modelle unabdingbar. Bei der Berechnung abso-

luter Schmutzfrachten mit einem hydrologischen Modell treten erhebliche Fehler auf. Für den Einsatz in einem relativen Vergleich zur Ermittlung der Auswirkungen verschiedener Sanierungsvarianten auf den Schmutzaustrag sind hydrologische Modelle allerdings geeignet. Diese Aussagen sind allerdings nicht durch Beispiele gestützt.

Auf theoretischer Ebene hat Bischoff [11] sehr detaillierte Angaben zu den Anwendungsgrenzen und zur Genauigkeit hydrodynamischer und hydrologischer Modelle gemacht. Bischoff setzt sich intensiv mit den Möglichkeiten zur Berechnung hydrologischer Probleme auseinander. Er fordert eine mathematische Verifizierung der verwendeten Methoden und Verfahren mittels selbstverifizierender Numerikroutinen; eine wesentliche Eigenschaft eines Expertensystems sollte seine Überprüfbarkeit in Hinblick auf die verwendeten physikalischen Grundlagen und der abgeleiteten Algorithmen.

In diesem Zusammenhang untersucht er auch einige gebräuchliche Methoden zur Abflussberechnung in hydrologischen Modellen. Dabei gibt er an, dass bei Ansatz der Speichergleichung das Translationsverhalten eines Kanalnetzes nicht richtig wiedergegeben wird. Zum Kalinin-Miljukov-Verfahren führt er aus, dass dieses bei gegen Null gehendem Sohlgefälle versagt; es ist nicht bekannt, ab welcher Neigung das Verfahren unbrauchbar wird. Hydrologische Kanalnetzprogramme müssen hinterfragt werden, da diese häufig mit Linearisierungen arbeiten. „Hydrologische Modelle, die nicht durch überaus sorgfältige physikalische Messungen oder zumindest durch Vergleichsrechnungen mit den Saint-Venant-Gleichungen verifiziert werden können, sind in der praktischen Anwendung sehr problematisch, da die Ergebnisse physikalisch nicht gedeutet werden können.“ Er fordert: „Physikalische Phänomene müssen stets physikalisch verstanden und interpretiert werden.“

Zusammenfassend lässt sich zu seinen Aussagen bezüglich hydrologischer Modelle sagen, dass einige gebräuchliche Ansätze in hydrologischen Modellen vielfach ungeeignet bzw. fehlerbehaftet sind und dass in jedem Fall eine Verifizierung erforderlich ist.

Aktuelle Veröffentlichungen zeigen Möglichkeiten zur Verifizierung hydrologischer Modelle auf [47, 48]: Sartor beschreibt in [47] einen Weg, um Kanalisationsnetze in hydrologischen Niederschlags-Abfluss-Modellen zu berücksichtigen. Dabei führt er an Hand von Beispielen aus, dass hydrologische Modellansätze zur Berechnung der Abflusskonzentration nicht in der Lage sind, die Dämpfung und Verformung der Abflusswelle zu erfassen; eine Eichung des hydrologischen Modells ist erforderlich. Zur Eichung der hydrologischen Modelle zieht er hydrodynamisch berechnete Abflussganglinien ausgewählter Starkregenereignisse heran, so dass eine umfangreiche hydrodynamische Simulation erforderlich ist. Die Kalibrierung erfolgt für zwei Bereiche: für den Bereich, in dem die hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien keine wesentlichen Rückstaueffekte aufweisen, und den Bereich mit Einfluss von Rückstau bis zum Erreichen des maximalen Abflussvermögens des jeweiligen Netzes. Für beide Bereiche werden gesonderte Retentionskonstanten ermittelt. Durch die Eichung wird die Abflussdämpfung bei Einstau auch im hydrologischen Modell erfasst, so dass das Abflussverhalten des Netzes abgebildet werden kann.

In [48] wird beschrieben, wie beispielhaft ein hydrodynamisches und hydrologisches

Modell zur Ermittlung der Entlastungstätigkeit mittels Langzeitsimulation erstellt wird. Im Rahmen der Untersuchung wurden die Berechnungsergebnisse eines kalibrierten hydrologischen Modells mit denen eines hydrodynamischen Modells verglichen. Die Kalibrierung des hydrologischen Modells erfolgte über die Entlastungstätigkeit an 5 Entlastungsbauwerken über die Größen Entlastungsanzahl und –menge für einen Zeitraum von 2 Jahren. Die Anpassung erfolgte durch eine Veränderung (Erhöhung) des Kanalspeichervolumens und einer Verringerung der abflusswirksamen Fläche in einigen Teileinzugsgebieten.

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells erfolgte für ausgewählte Einzelereignisse aus einem Zeitraum von 2 Jahren anhand der Wasserstandsaufzeichnungen im Zulauf bzw. in den Entlastungsbauwerken, die auch für die Kalibrierung des hydrologischen Modells herangezogen worden waren.

Auffällig an den Ergebnissen des Vergleichs ist, dass nach Kalibrierung in beiden Modellen die verwendete Fläche  $A_{\text{red}}$  deutliche Unterschiede aufweist (ca. 2.500 ha im hydrologischen Modell, ca. 3.600 ha im hydrodynamischen Modell). Weiterhin ist die Dämpfung der Abflussspitzen im hydrodynamischen Modell vor allem bei Niederschlägen geringer Wiederkehrzeit stärker. Auch die Zulaufganglinien zum Belebungsbecken weisen starke Unterschiede im Volumen auf. Grund für diese Unterschiede ist das ungewöhnliche Vorgehen bei der Kalibrierung des hydrologischen Modells durch Erhöhung des Kanalspeichervolumens und Verringerung der abflusswirksamen Fläche; durch diese Art der Kalibrierung erfolgt eine Änderung der physikalischen Parameter, so dass sich letztlich eine begründete Aussage zu der Qualität des hydrologischen Modells nicht ableiten lässt.

Hinweise auf Anwendungsgrenzen hydrologischer Modelle sind ebenfalls in dem Regelwerk der DWA zu finden. Am ausführlichsten sind diese in [15]. So wird bei der Beschreibung der Abflussberechnung ausgeführt, dass in hydrologischen Modellen häufig der Ansatz von Kalinin-Miljukov verwendet wird [49]. Vergleichsberechnungen zwischen dem Kalinin-Miljukov-Verfahren und hydrodynamischen Modellen hätten gezeigt, dass sich mit dem Kalinin-Miljukov-Verfahren der Wellenablauf beim Freispiegelabfluss gut beschreiben lässt. Allerdings können hydrologische Modelle ohne weitere hydraulische Berechnungen nicht feststellen, wann gegen diese Grundvoraussetzungen verstoßen wird. Die Anwendung hydrologischer Wellenabflussberechnungen ist nur zulässig, wenn der Druckabfluss im Netz ohne Bedeutung ist.

Weiter ist ausgesagt, dass in hydrologischen Modellen im Gegensatz zu hydrodynamischen Berechnungen an Sonderbauwerken der Rückstau aus dem unterhalb gelegenen Kanalnetz nicht berücksichtigt werden kann; die Berechnung von Rückfluss ist in hydrologischen Modellen nicht möglich.

Grundsätzlich wird aber festgestellt, dass die Zulässigkeit der Vereinfachungen bei Beachtung der Anwendungsgrenzen prinzipiell nachgewiesen ist; zu den Anwendungsgrenzen von hydrologischen Modellen ist allgemein gesagt, dass Rückstaueffekte keinen maßgeblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben dürfen.

Ähnlich sind die Anmerkungen zur Anwendung hydrologischer Modelle im Arbeitsblatt A118: Der Einsatz hydrologischer Modelle sollte nur bei Kanalnetzen erfolgen, bei denen

Rückstau und Fließumkehr für die betrachteten Lastfälle nur eine untergeordnete Rolle spielen. Die gleichen Einschränkungen werden im ATV-Merkblatt A128 gemacht. Dort ist weiter ausgeführt, dass die wesentlichen Unterschiede zwischen hydrologisch-deterministischen und hydrodynamisch-deterministischen Modellen in der Berechnung der Abflusstransformation im Kanalnetz bestehen und „in der zutreffenden Modellierung bei stärkerer Belastung, besonders bei flachen, rückstaubehafteten und vermaschten Netzen.“

Der Einsatz hydrologischer Modelle ist nach A118 grundsätzlich für die Nachrechnung bestehender Systeme und die Berechnung von Sanierungsvarianten möglich.

Im Arbeitsblatt A117 wird zur Anwendung hydrologischer bzw. hydrodynamischer Modelle gesagt, dass Berechnungsunterschiede besonders dann zu erwarten sind, wenn es sich um flache **und** rückstaubehaftete Netze handelt.

Wann ein Netz als flach und wann es sich um ein rückstaubehaftetes Netz handelt, wird nicht genauer ausgeführt. Daher muss diese Aussage hinsichtlich möglicher Abweichungen in den Berechnungsverfahren als sehr vage bezeichnet werden.

### 3.2 Stand des Wissens

Bei Betrachtung der für die untersuchte Thematik verfügbaren Literatur fällt auf, dass es in den letzten 20 Jahren nur wenige Veröffentlichungen gegeben hat. Als wesentlicher Grund hierfür ist anzuführen, dass die Entwicklung der Modelle zu Beginn der 90-er Jahre im Wesentlichen abgeschlossen war und es infolgedessen seitdem sehr wenige Publikationen gab. Erst in letzter Zeit wurde durch die Forderung nach einer Überflutungsprüfung [50] eine Weiterentwicklung der hydrodynamischen Modelle angestoßen. Eine Beschreibung derartiger Berechnungen und die Anforderungen an die Modelle sind u. a. in [51, 52, 53] erläutert.

In der verfügbaren Literatur lassen sich häufig lediglich allgemeine Aussagen zum Anwendungsbereich und zur Genauigkeit hydrologischer Modelle finden. Diese Hinweise sind oft direkt aus den Annahmen, auf denen die Abflussberechnung in hydrologischen Modellen basiert, abzuleiten, z. B. der Hinweis, dass bei rückstaubehafteten Netzen Berechnungsunterschiede im Vergleich zu einer auf physikalischen Grundlagen basierenden Berechnung zu erwarten sind. Oder dass Fließumkehr nicht berechnet werden kann. Zusammenfassend wird hydrologischen Modellen meist bescheinigt, dass sie grundsätzlich in der Lage sind, das Abflussverhalten eines Kanalnetzes abzubilden. Allerdings ist eine Verifizierung der hydrologischen Modelle erforderlich.

Lediglich vereinzelt wird festgestellt, dass bei Anwendung hydrologischer Modelle systematische Abweichungen zu erwarten sind oder dass die Berechnungsannahmen für einige Kanalnetze unzutreffend sind [6, 11].

Die größtenteils vagen Aussagen zu der Genauigkeit hydrologischer Modelle verwundern, da diese bereits seit über 20 Jahren angewendet werden und die Berechnungsergebnisse der Modelle oft zu hohen Investitionskosten führen. Untersuchungen, ob es Parameter gibt, die beschreiben, ob und in welcher Größenordnung Abweichungen zu erwarten

ten sind, sind nicht vorhanden.

Unter welchen Voraussetzungen signifikante Abweichungen im Entlastungsverhalten eines Netzes, das im Wesentlichen durch die Vielzahl der mittleren Niederschläge bestimmt wird, zu erwarten ist, ist nicht bekannt. Auch die Frage, wie sich die (bekannten) Berechnungsunterschiede für Starkregenereignisse z. B. auf die Bemessung von Regenrückhaltebecken auswirken, deren Volumina gerade von den Berechnungsergebnissen für Starkregenereignisse abhängen, ist unklar.

Trotz des Hinweises im DWA-Regelwerk [3, 5, 15], dass Rückstaueffekte im Kanalnetz keinen maßgeblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben dürfen, ist im Arbeitsblatt A 117 keine Aussage zur Genauigkeit der Bemessung von Regenrückhaltebecken mit hydrologischen Modellen zu finden – und das, obwohl dieser Vorgang entscheidend von den Berechnungsergebnissen für Starkregenereignisse abhängt, für die zu erwarten ist, dass zumindest in Teilbereichen der Kanalnetze Ein- oder sogar Überstau auftritt.

Geeignete Möglichkeiten, hydrologische Modelle auch bei Rückstau detailliert anpassen zu können, sind in der Literatur nicht angesprochen. In dem Zusammenhang ist auch die Frage zu erörtern, ob es Netztypen gibt, für die eine Anpassung nicht oder nur unter Vernachlässigung wesentlicher physikalischer Gegebenheiten möglich ist.

Die in der Literatur beschriebenen Vergleiche wurden überwiegend für zusammenhängende Teilgebiete durchgeführt. Ob und wie sich die Berechnung des Abflusstransports auf Berechnungsergebnisse auswirkt, ist offensichtlich weitgehend unbekannt. Es wird im DWA-Regelwerk lediglich dem in hydrologischen Modellen häufig zur Abflusstransformationsberechnung verwendeten Ansatz von Kalinin-Miljukov grundsätzlich die Fähigkeit zugesprochen, den Wellenablauf bei Freispiegelabfluss gut zu beschreiben. In anderen Ausführungen wird dieser Aussage allerdings widersprochen [11], so dass unklar bleibt, ob und wann der genannte Ansatz zufrieden stellende Berechnungsergebnisse liefert.

Zusammenfassend muss also festgestellt werden, dass Kenntnisse über die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse hydrologischer Modelle für zahlreiche Fragestellungen nicht vorliegen; viele Fragen bleiben offen. Und das, obwohl diese Modelle seit ungefähr 20 Jahren in der Praxis zur Ermittlung des benötigten Speichervolumens von Regenrückhaltebecken und Mischwasserbehandlungsanlagen bzw. zu dessen Nachweis eingesetzt werden und die mit diesen Modellen erzielten Ergebnisse zu Investitionen in erheblichem Umfang führen können.

#### 4. Vorgehensweise bei der Untersuchung und Ziel

Ziel der vorliegenden Untersuchung ist, Angaben zur Genauigkeit hydrologischer Modelle für verschiedene Fragestellungen abzuleiten und Möglichkeiten zur Anpassung der hydrologischen Modelle aufzuzeigen. Unter dem Begriff „Hydrologische Modelle“ werden dabei im Folgenden die für Langzeitsimulationen verwendeten deterministischen hydrologischen Modelle verstanden, die die einzelnen Prozesse der Abflussberechnung berücksichtigen. Die Untersuchung basiert auf der Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen unterschiedlich großer und strukturierter Kanalnetze, da zu vermuten ist, dass die Genauigkeit der Ergebnisse hydrologischer Modelle wesentlich von den Eigenschaften des jeweiligen Kanalnetzes abhängt.

Grundlage der Auswertungen ist ein systematischer Vergleich der Ergebnisse eines hydrologischen Modells mit denen eines hydrodynamischen Modells. Die Ergebnisse des hydrodynamischen Modells dienen als Bezugsgröße. Grund hierfür ist, dass für die verfügbaren Kanalnetze keine Niederschlags-Abfluss-Messungen vorliegen. Da hydrodynamische Modelle die Abflüsse in einem Kanalnetz unter Beachtung der physikalischen Gegebenheiten ermitteln und die Genauigkeit hydrodynamischer Berechnungen durch eine Vielzahl von Nachrechnungen gemessener Abflussganglinien nachgewiesen ist, können die mit diesen Modellen erzielten Berechnungsergebnisse als realitätsnah angesehen werden [u. a. 1, 10, 54, 55, 56].

Ein klassischer Anwendungsfall für hydrologische Modelle ist wegen ihres einfachen Aufbaus und der damit zusammenhängenden Schnelligkeit des Berechnungsverfahrens die Langzeitsimulation. In einer Langzeitsimulation werden kontinuierliche Regenreihen als Belastung verwendet, die eine Dauer von bis zu mehreren Jahrzehnten aufweisen können. Das macht deutlich, dass Langzeitsimulationen einen hohen Rechenaufwand erfordern.

Das einleitend angeführte Beispiel hat gezeigt, dass die Fehleinschätzung des Abflussverhaltens durch hydrologische Modelle auch bei Langzeitsimulationen beträchtliche Auswirkungen auf die Ergebnisse haben kann. Daher sollen in dieser Arbeit die Unterschiede der Ergebnisse hydrologischer und hydrodynamischer Berechnungen für Langzeitsimulationen gegenüber gestellt werden.

Um systematische Unterschiede zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsverfahren ableiten zu können, ist die Berechnung einer Vielzahl von Kanalnetzen mit unterschiedlicher Charakteristik notwendig. Charakteristische Größen für Kanalnetze sind u.a. die angeschlossenen abflusswirksamen Flächen, die mittlere Neigung, das mittlere spezifische Abflussvermögen und die mittlere Volumendichte eines Netzes, um nur die wesentlichsten zu nennen. Die Definition dieser Größen erfolgt im Kapitel 6.2. Ein weiterer wichtiger Faktor, der zu Unterschieden in den Ergebnissen führen kann, ist der Grad der Vermaschung eines Kanalnetzes.

Bei den in der Untersuchung herangezogenen Kanalnetzen handelt es sich durchwegs um tatsächlich existierende Netze mit unterschiedlicher Netzcharakteristik. Für die Untersuchung werden diese in drei Gruppen unterteilt. Eine ausführliche Beschreibung der Kanalnetze erfolgt in Kapitel 6.

Bei den Untersuchungen werden in einem ersten Schritt die erforderlichen Volumina von Regenrückhaltebecken und Mischwasserbehandlungsanlagen bei „üblicher“ Anwendung hydrologischer Modelle bestimmt und mit den Ergebnissen der hydrodynamischen Berechnungen verglichen. Unter „üblicher“ Anwendung hydrologischer Modelle wird hier verstanden, dass die Abflüsse nur für die im System enthaltenen Sonderbauwerke berechnet werden. Die Parameter zur Abflusskonzentrationsberechnung wurden aus zuvor durchgeführten hydrodynamischen Kanalnetzrechnungen bestimmt.

Im Anschluss an die erste Phase der Untersuchungen werden die gleichen Berechnungen für ausgewählte Kanalnetze wiederholt. Vor diesen erneuten Simulationen werden die Kanalnetze detailliert hydraulisch untersucht und die Ergebnisse dieser Untersuchung in der Modellaufbereitung für die hydrologischen Berechnungen berücksichtigt. Die mit diesen „angepassten“ Modellen gewonnenen Ergebnisse werden wiederum denen der hydrodynamischen Simulation gegenübergestellt und interpretiert.

Ziel der Untersuchungen ist u. a. eine Aussage zu folgenden Fragestellungen abzuleiten:

- Welche Parameter sind bei der Anwendung hydrologischer Modelle auf jeden Fall aus Messungen bzw. detaillierten Berechnungen zu bestimmen?
- Welche Möglichkeiten sind vorhanden, die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse hydrologischer Modelle zu verbessern?
- Welche Genauigkeit ist bei Anwendung hydrologischer Modelle zu erwarten?
- Wieso treten Unterschiede in den Berechnungsergebnissen auf?
- Für welche Anwendungsfälle ist die Verwendung hydrologischer Modelle sinnvoll, wann sollte eine Anpassung vorgenommen werden und in welchen Fällen sollte die Berechnung mit einem detaillierten hydrodynamischen Kanalnetzmodell erfolgen?

Die Beantwortung dieser Fragen soll den Anwendern eine Hilfestellung dazu geben, das richtige Modell für die jeweilige Fragestellung auszuwählen und ihnen gleichzeitig helfen, den Genauigkeitsbereich der erhaltenen Berechnungsergebnisse abschätzen zu können. Zugleich soll eine Sensibilisierung der Anwender hinsichtlich der Wahl wichtiger Parameter erfolgen und Hinweise für eine verbesserte Modellaufbereitung gegeben werden.

### **Einschränkungen des Untersuchungsumfangs**

Die Untersuchungen beziehen sich lediglich auf stadthydrologische Fragestellungen wie die Bemessung von Anlagen zur Regenwasserbehandlung oder Regenwasserrückhaltung; die Abbildung des Abflussgeschehens in natürlichen Einzugsgebieten wird nicht betrachtet.

Für die Untersuchungen lagen die Daten zahlreicher Kanalnetze vor. Es handelt sich dabei um Netze aus dem ländlichen und kleinstädtischen Raum mit meistens mittleren Gefälleverhältnissen.

## 5 Verwendete Modelle

Für die Vergleichsberechnungen wurden die Modelle KOSIM und HYSTEM-EXTRAN verwendet. Beide Modelle werden vom Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie, kurz itwh, in Hannover vertrieben und betreut.

Bei dem Modell KOSIM (**k**ontinuierliches **S**imulationsmodell) handelt es sich um ein hydrologisches Modell, das entwickelt wurde, um Speicherbauwerke mittels Langzeitsimulation dimensionieren zu können bzw. deren Funktionsfähigkeit nachweisen zu können [57]. Dabei können die Nachweise nach dem Arbeitsblatt A128 bzw. dem Merkblatt M177 [58] erbracht werden. Außerdem wird die Bemessung von Regenrückhalteräumen nach dem Arbeitsblatt A117 unterstützt.

KOSIM wurde aus einem Modell weiter entwickelt, das ursprünglich am Institut für Wasserwirtschaft der Universität Hannover entworfen worden war, um Niederschlag-Abfluss-Ereignisse nachbilden zu können, die man in der Trennkanalisation von Hildesheim gemessen hatte. Im Zuge der Intensivierung der Diskussion über Schmutzfrachtberechnungen wurden die Ansätze wiederholt modifiziert und erweitert.

Die von KOSIM berechneten Ganglinien werden statistisch analysiert und ausgewertet. Im Vordergrund der Auswertungen stehen dabei die an den Entlastungsbauwerken aufgetretenen Überlaufereignisse hinsichtlich Menge, Fracht, Häufigkeit und Dauer.

KOSIM ist zusammen mit dem Modell SMUSI das in Deutschland am weitesten verbreitete Modell zur Langzeitsimulation.

Das Modell HYSTEM-EXTRAN [59, 60] wurde auf der Grundlage des Stormwater Management Models SWMM entwickelt. Das Stormwater Management Modell hat seinen Ursprung in den USA und wurde mit dem fortschreitendem Einsatz hydrodynamischer Modelle für Bemessung und Nachweis ausgedehnter Kanalnetze seit den 70-er Jahren auch in Deutschland eingesetzt. Haupteinsatzgebiet ist der Nachweis der Leistungsfähigkeit von Kanalnetzen mit Einzelmodellregen, Modellregengruppen oder Naturregenseerien.

Das Modell wurde durch den Lehrstuhl für Wasserwirtschaft der Universität Hannover für den Einsatz mit metrischen Einheiten umgeschrieben. Seit Mitte der 80-er Jahre wird das Modell durch das itwh in Deutschland kommerziell vertrieben und fand auf diesem Wege hierzulande große Verbreitung. Heute ist es das in Deutschland am weitesten verbreitete Modell für hydrodynamische Kanalnetzrechnungen.

Beide verwendete Modelle sind durch zahlreiche Anwendungen getestet. Die Modellansätze zur Berechnung des Niederschlag-Abfluss-Prozesses werden im Folgenden beschrieben.

### 5.1 Beschreibung des Modells KOSIM

#### *Berechnung der Abflussbildung*

Zur Berechnung der Abflussbildung auf den **undurchlässigen Flächen** ist in dem Modell

KOSIM ein Abflussbildungsansatz nach der Grenzwertmethode implementiert. Es werden die Parameter Benetzungs- und Muldenverlust sowie Anfangs- und Endabflussbeiwert berücksichtigt. Für diese Parameter sind Standardwerte vorgegeben; dabei wird darauf hingewiesen, dass diese Parameter vor der Modellanwendung sorgfältig zu prüfen und gegebenenfalls anzupassen sind.

Zu dem Endabflussbeiwert ist gesagt, dass der angegebene Wert von 0,85 nur als Richtwert dienen kann; er ist so zu wählen, dass das Produkt  $\Psi_e \cdot A_{\text{und}}$  die Größe der Flächen angibt, die nach Abdeckung aller Verluste voll abflusswirksam sind.

Dieser Hinweis ist nur zu begrüßen, da das Abflussvolumen ganz entscheidend von der Wahl des Endabflussbeiwertes abhängt. Allerdings ist die Gefahr gegeben, dass dieser Hinweis von unerfahrenen Anwendern „übersehen“ wird. Weiterhin wäre ein Hinweis darauf, wie der Endabflussbeiwert bestimmt werden kann (z. B. Auswertung von Niederschlags- Abflussmessungen) wünschenswert gewesen.

In den Trockenzeiten kommt es zu einer Regeneration der möglichen Verluste; das genaue Vorgehen bei der Berechnung ist in der Modellbeschreibung von KOSIM ausführlich beschrieben.

Die Vorgänge der Benetzung und Muldenauffüllung der **durchlässigen Flächen** entsprechen denen der undurchlässigen Flächen. Daher kommen bei der Berechnung dieser Prozesse für die durchlässigen Flächen prinzipiell die gleichen Arbeitsgleichungen wie bei den undurchlässigen Flächen zur Anwendung. Allerdings sind die Parameter natürlich anders zu wählen. In die Berechnung der Muldenauffüllung geht der Anteil der Niederschläge ein, der nach Abzug von Benetzungs- und Interzeptionsverlusten und der Infiltration verbleibt.

Zur Berechnung der Infiltration wird im Modell KOSIM ein modifizierter HORTON-Ansatz verwendet. Daher muss die Bedingung des Ansatzes von HORTON, dass die Niederschlagsintensität größer oder gleich der Infiltrationskapazität ist, in KOSIM nicht erfüllt werden.

Zunächst werden die Benetzungs- und Interzeptionsverluste aufgebraucht. Die Muldenauffüllung beginnt nach Ausschöpfung der Infiltrationskapazität des Bodens.

Die Regeneration des Muldenverlustes in Trockenzeiten auf durchlässigen Flächen kann ebenfalls analog zu der der undurchlässigen Flächen beschrieben werden. Allerdings ist hier zusätzlich zu der Verdunstung die Versickerung in Trockenzeiten zu berücksichtigen. Bei der Berechnung des Muldenauffüllgrades wird daher statt der Verdunstungshöhe die Summe aus maximaler kumulativer Versickerungshöhe und Verdunstungshöhe eingesetzt.

Die richtige Wahl der Parameter ist bei durchlässigen Flächen wegen der Heterogenität der Bodenverhältnisse und der Nutzung sehr schwierig. Eine differenzierte Betrachtung der Verhältnisse zur richtigen Parameterwahl erfordert einen unvermeidbar hohen Aufwand für die Datenbeschaffung. Aus diesem Grund wird in KOSIM empfohlen, mittlere Verhältnisse zu erfassen und anzugeben.

Wie bei den durchlässigen Flächen sind für die Parameter Benetzungs- und Muldenverlust sowie Anfangsabflussbeiwert und Endabflussbeiwert Standardwerte vorgegeben. Für die Berücksichtigung der Infiltration erfolgt die Wahl der Parameter über vordefinierte Bodenarten, wobei für mittlere Verhältnisse die Bodengruppe „sandiger Lehm/Löss“ oder „Feinsand/lehmiger Sand“ empfohlen wird.

#### *Abflusskonzentrationsberechnung*

In dem Modell KOSIM ist der Ansatz der linearen Speicherkaskade zur Berechnung der Abflusskonzentration implementiert. Die Anzahl der Speicher ist zu 3 vorgegeben; die Speicherkonstante  $k$  wird nach Gleichung 2.5 ermittelt.

Die Konzentrationsgebiete umfassen in der Regel das gesamte Einzugsgebiet eines Sonderbauwerks.

#### *Abflustransformationsberechnung*

Im Modell KOSIM kann zur Berechnung der Abflustransformation zwischen den beiden in Kapitel 2.4.1 genannten Möglichkeiten – dem Ansatz der Translation oder dem der Translation und Retention - gewählt werden. Wird der Ansatz der Translation und Retention gewählt, so erfolgt die Berechnung nach dem Verfahren von Kalinin-Miljukov.

#### *Berücksichtigung der Sonderbauwerke*

KOSIM unterscheidet Sonderbauwerke in solche ohne und mit Speicherung. Sonderbauwerke ohne Speicherung sind Regenüberläufe und Verzweigungen. Die Berechnung der Aufteilung des Zuflusses erfolgt über eine Kennlinie. Die erforderlichen Kennlinien können eingegeben werden oder es kann mit standardisierten Kennlinien gerechnet werden.

Für Sonderbauwerke mit Speicherung werden zur Berechnung der Zusammenhänge zwischen Speichervolumen, Wasserstand, Abfluss und Überlaufwassermenge im Modell ebenfalls Kennlinien vorgegeben. Diese beschreiben die Abhängigkeit des Über- bzw. Ablaufs und des gespeicherten Volumens vom Beckenwasserstand. Die Berechnung des Speichervolumens erfolgt über die Kontinuitätsgleichung, die besagt, dass die Speicheränderung der Differenz aus Zufluss und Abfluss entspricht. Der Abfluss beinhaltet dabei sowohl den Drosselabfluss als auch Klär- bzw. Beckenüberlauf.

Die vorzugebenden Kennlinien sind vom Bauwerkstyp abhängig und in der folgenden Tabelle 2 zusammengestellt:

Tabelle 2: Benötigte Kennlinien für die Berechnung der Abflussaufteilung in Becken

Beckentyp	Kennlinie für
Fangbecken	Beckenüberlauf
Durchlaufbecken	Becken- und Klärüberlauf
Stauraumkanal	Überlauf

Bei Überläufen kann die Berechnung der Wassermengen auch auf Grundlage der Poleni-

Formel für die Abflussleistung eines Wehres erfolgen.

### *Schmutzfrachtberechnung*

In KOSIM werden Trockenwetter- und Regenwasserfracht überlagert. Für den Trockenwetteranteil können Tagesganglinien definiert werden, sowohl für die Menge als auch für die Fracht. Der Regenwasseranteil weist stets die gleiche Konzentration von 107 mg/l auf, so dass sich die Regenwasserfracht als Produkt aus dem Regenwetterzufluss und der Konzentration von 107 mg/l ergibt.

An Abflussaufteilungen (Regenüberläufen, Verteilerbauwerken) werden die Frachten im Verhältnis der Abflussmengen aufgeteilt; die Überlauf- und Ablaufkonzentration sind gleich der Zulaufkonzentration. In Becken erfolgt die Berechnung der Mischwasserkonzentration unter Berücksichtigung des bereits im Becken befindlichen Volumens und seiner Konzentration.

Die Konzentration des Beckenablaufs ist abhängig von der Bauweise des Beckens. Bei Becken im Nebenschluss ist sie gleich der Zulaufkonzentration, bei Becken im Hauptschluss entspricht sie der Beckenkonzentration.

Die Konzentration im Beckenüberlauf entspricht immer der Zulaufkonzentration, die Konzentration im Klärüberlauf immer der Beckenkonzentration.

Die Berechnung des Schmutzfrachttransports erfolgt analog zu der Berechnung der Abflusstransformation.

## **5.2 Beschreibung des Modells HYSTEM-EXTRAN**

### *Berechnung der Abflussbildung im Modell HYSTEM-EXTRAN – undurchlässige Flächen*

Die Berechnung des abflusswirksamen Niederschlags erfolgt in dem Modell HYSTEM. In dem Programmteil „Abflussbildung“ werden zur Ermittlung des abflusswirksamen Niederschlags von den undurchlässigen Flächen die gleichen Verlustanteile in Ansatz gebracht wie im Modell KOSIM; die Berechnung erfolgt ebenfalls nach der Grenzwertmethode.

Die Werte für Benetzungsverlust und Muldenverlust sind für jedes einzelne Ereignis vorgegeben. Dazu ist es – im Gegensatz zu KOSIM – erforderlich, diese Werte für jedes Ereignis in Abhängigkeit vom Vorregengeschehen durch eine gesonderte Berechnung zu ermitteln. Die Ermittlung der Anfangsverluste, der Benetzungs- und Muldenverluste, erfolgte im Rahmen dieser Untersuchungen durch die Berechnung der potentiellen Verdunstung zwischen zwei Niederschlagsereignissen. Die Größe der potentiellen Verdunstung wird nach der folgenden im Merkblatt M 165 empfohlenen Formel berechnet:

$$h_{vp}(j) = 1,4 \sin\left(\frac{2\pi}{365}(j-91)\right) + 1,8 \text{ in (mm/d)} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

mit j = laufender Tag des Jahres (Z. B. 5. Januar : j = 5)

Ist die potentielle Verdunstung kleiner als der maximal mögliche Anfangsverlust, so wird der Anfangsverlust auf den durch die potentielle Verdunstung aufgebauten Verlust begrenzt. Anderenfalls werden die Anfangsverluste in voller Größe angesetzt.

Parameter der Abflussbildung von den durchlässigen Flächen sind die Bodenklasse, die Muldenverluste und der Anfangswassergehalt im Boden. Die Ermittlung der Anfangsverluste, der Benetzungs- und Muldenverluste, erfolgte analog zu der Berechnung für die undurchlässigen Flächen durch die Berechnung der potentiellen Verdunstung zwischen zwei Niederschlagsereignissen.

Die Bestimmung der Infiltration erfolgt nach dem Ansatz von Neumann [23]. Danach hängt die Infiltrationskapazität von der Aufnahmekapazität des Bodens ab. Ist die Niederschlagsintensität geringer als die Infiltrationskapazität, so versickert sämtliches Wasser und füllt die Speicher in der ungesättigten Bodenzone. Ist die Niederschlagsintensität größer als die Infiltrationskapazität, werden die Mulden durch die Differenz aus Niederschlagsintensität und Infiltrationskapazität gefüllt. Wenn die Mulden gefüllt sind, gibt die Differenz aus Niederschlagsintensität und Infiltrationskapazität den abflusswirksamen Niederschlag an.

Wie in KOSIM wird auch in HYSTEM-EXTRAN empfohlen, mittlere Verhältnisse zu erfassen und anzugeben. Daher sind vier Bodenklassen mit den zugehörigen Bodenkennwerten implementiert.

#### *Abflusskonzentrationsberechnung*

Die Berechnung der Abflusskonzentration erfolgt in dem Modell HYSTEM mit dem Ansatz der Standardeinheitsganglinie [61]. Die Standardeinheitsganglinie wurde aus zahlreichen Messungen abgeleitet; sie stellt eine standardisierte Einheitsganglinie dar. Aus dieser werden mit Hilfe der angeschlossenen Flächen und der Schwerpunktlaufzeit die gebietsbezogenen Einheitsganglinien bestimmt. Die Schwerpunktlaufzeit wird für undurchlässige und durchlässige Flächen getrennt bestimmt. Wesentliche Parameter für die Berechnung sind:

- undurchlässige Flächen: Größe der undurchlässigen Fläche, Haltungslänge, Fließzeit und Fließzeitparameter für undurchlässige Flächen
- durchlässige Flächen: effektive Regenintensität, Haltungsquergefälle, Rauigkeitsbeiwert nach Manning-Strickler und Fließzeitparameter für undurchlässige Flächen

Wege zur Bestimmung der Schwerpunktlaufzeiten und Anhaltswerte für deren Größen sind in der Modellbeschreibung von HYSTEM-EXTRAN [59] beschrieben.

#### *Abflustransformationsberechnung*

Die Berechnung der Abflüsse erfolgt im Modellteil EXTRAN; verwendet wird ein explizites Verfahren, so dass die Courant-Bedingung berücksichtigt werden muss. Das macht häufig die Wahl eines Zeitschrittes im Sekundenbereich oder noch darunter notwendig.

Die Lösung des St. Venant'schen Gleichungssystems erfolgt mit dem modifizierten Euler-Verfahren. Dabei wird die Rechnung in Halb- und Vollschrte unterteilt; die Werte zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  werden nicht direkt aus den Größen der alten Zeitstufe ermittelt, sondern über Hilfsgrößen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t/2$ . Die Berechnung erfolgt nach folgendem Schema:

Zunächst werden aus den Wasserständen des alten Zeitschrittes die Durchflüsse zum Zeitpunkt  $t + \Delta t/2$  berechnet. Mit dem Mittelwert dieser Durchflüsse und denen des alten Zeitschrittes werden die Wasserstände in den Schächten zum Zeitpunkt  $t + \Delta t/2$  ermittelt.

Anschließend werden mit Hilfe der Wasserstände zum Zeitpunkt  $t + \Delta t/2$  die Durchflüsse zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  berechnet und danach aus dem Mittelwert der Durchflüsse des alten Zeitschrittes  $t$  und denen des Zeitpunkts  $t + \Delta t$  die Wasserstände in den Schächten zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  ermittelt.

Eine genaue Beschreibung des verwendeten Ansatzes ist in der Modellbeschreibung zu finden.

#### *Berücksichtigung der Sonderbauwerke im Modell HYSTEM-EXTRAN*

In HYSTEM-EXTRAN sind folgende Sonderbauwerke implementiert:

- Speicherschächte (Rückhaltebecken)
- Wehre
- Grund- bzw. Seitenauslass
- Pumpen mit Pumpenkennlinien

Die Berechnung der Überfallmengen über ein Wehr erfolgt nach der Gleichung von Poleni. Bei Einstau (unvollkommener Überfall) wird die Poleni-Gleichung um den Beiwert  $c$  ergänzt, der das Verhältnis von Einstauhöhe und Überstauhöhe berücksichtigt. Bei Überstau des Wehres wird die Abflussleistung nach der Toricelli-Gleichung bestimmt. Die Berechnung von Rückfluss über das Wehr ist ebenfalls berücksichtigt.

Die Berechnung des Durchflusses durch Grund- und Seitenauslässe erfolgt nach der Gleichung von Toricelli.

Mit Hilfe dieser implementierten Sonderbauwerke können Becken unterschiedlichster Wirkungsweisen nachgebildet werden.

Eine weitere Möglichkeit der Nachbildung von Becken besteht darin, diese durch Hal-tungen mit den Abmessungen des Beckens zu simulieren. Somit unterliegt EXTRAN nahezu keinen Einschränkungen, was die Berechnung von Sonderbauwerken betrifft.

#### *Schmutzfrachtberechnung*

Das Modell HYSTEM-EXTRAN wies in dem Zeitraum, in dem die Untersuchungen durchgeführt wurden, keinen eigenen Baustein zur Berechnung der Schmutzfrachten auf. Daher wurde das Modell im Rahmen der Bearbeitung des Generalentwässerungsplanes für die Landeshauptstadt München in den Jahren 1992 bis 2001 um die Möglichkeit zur

Berechnung von Schmutzfrachten erweitert. Die Berechnung erfolgt in dem Modellteil „Schad“, der auf die Ergebnisse der Kanalnetzrechnung zurückgreift und die Schmutzfrachtberechnung mit dem Ansatz der vollständigen Durchmischung durchführt.

Bei der Berechnung der Schmutzfrachten wird für jedes Element eine Volumen- und Frachtbilanzierung durchgeführt. Ein Element besteht dabei jeweils aus einem Knoten sowie den angeschlossenen Haltungen bis zur Haltungsmitte. Der Schnitt in Haltungsmitte wurde gewählt, da die in EXTRAN bestimmten Durchflüsse in Haltungsmitte angegeben werden. Unter Berücksichtigung der Zuflussmengen und -frachten werden die Volumina, Frachten und Konzentrationen in jedem Element berechnet.

Der Zeitschritt für die Schmutzfrachtberechnung kann unabhängig von dem des Programms EXTRAN gewählt werden. Dieser sollte so gewählt werden, dass die Zuflussmengen innerhalb dieses Zeitschritts ein Element durchflossen haben, damit tatsächlich eine vollständige Durchmischung erfolgt ist. Im Allgemeinen ergibt sich so ein Berechnungszeitschritt für die Schmutzfrachtberechnung von ca. 30 bis 60 Sekunden.

Um die notwendigen Informationen zur Schmutzfrachtberechnung zur Verfügung zu stellen, werden in dem Programmteil EXTRAN die erforderlichen Werte wie Durchflüsse in den Haltungen für den Berechnungszeitschritt des Bausteins Schad gemittelt und an diesen übergeben.

Die Berechnungen erfolgen mit konstantem Trockenwetterabfluss. Der Systemzustand zu Beginn der Berechnungen (Frachten und Konzentrationen) wird durch eine Vorberechnung mit den Trockenwetterabflüssen und deren CSB-Konzentrationen ermittelt.

Der Baustein „Schad“ wurde im Rahmen der Generalentwässerungsplanung für die Landeshauptstadt München begutachtet und die darin enthaltene Berechnungsweise bestätigt [62].

In der neuesten Version des Modells HYSTEM-EXTRAN, die seit Ende des Jahres 2010 vertrieben wird, ist ebenfalls ein Baustein zur Schmutzfrachtberechnung enthalten. Dieser weist grundsätzlich die gleiche Vorgehensweise zur Bestimmung der Frachten auf wie der selbst entwickelte Baustein Schad.

#### *Parameterwahl für die Abflussbildung beim Modellvergleich*

Um zu gewährleisten, dass die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen zwischen den verwendeten Modellen nicht auf Unterschiede in dem Abflussvolumen zurückzuführen sind, musste gewährleistet werden, dass das Abflussvolumen der einzelnen Ereignisse nahezu identisch war. Daher wurden für die Parameter Benetzungs- und Muldenverlust sowie Anfangs- und Endabflussbeiwert in beiden Modellen die gleichen Werte angesetzt. Weiterhin wurde für die Berechnung der Abflussbildung von den durchlässigen Flächen ähnliche Bodentypen gewählt. Durch diese Parameterwahl ergaben sich nahezu identische Abflussvolumina in den Modellen. Das bedeutet, dass Unterschiede in den Berechnungsergebnissen auf die unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung der Abflusskonzentration und der Abflusstransformation zurückzuführen sind.

## 6 Verwendete Kanalnetze

### 6.1 Einteilung der Kanalnetze in Gruppen

Um Unterschiede in den Berechnungsergebnissen hydrologischer und hydrodynamischer Modelle aufzeigen zu können, ist – wie bereits angeführt - die Berechnung von Kanalnetzen möglichst unterschiedlicher Charakteristika erforderlich. Für die Vergleichsberechnungen lagen Kanalnetzdaten aus bearbeiteten Projekten vor; die Daten wurden unverändert übernommen. Im Rahmen der durchgeführten Projektbearbeitungen sind die Kanalnetz- und Einzugsgebietsdaten überprüft worden, so dass Fehler in den Netzdaten ausgeschlossen werden können.

Eine Verifizierung des wesentlichen Parameters, der abflusswirksamen Fläche, wurde durch einen Vergleich der Ergebnisse der Überstauberechnungen mit Beobachtungen durchgeführt. Es zeigte sich, dass in der überwiegenden Zahl der Fälle berechnete und beobachtete Überstaupunkte übereinstimmten. Da weiterhin für ausgewählte Niederschlagsereignisse eine Bilanzierung vorgenommen wurde, ist eine hinreichende Genauigkeit hinsichtlich der für die Berechnungen verwendeten abflusswirksamen Flächen gegeben.

Diese beiden genannten Punkte – Überprüfung der Kanalnetzdaten und deren Verifizierung – haben auf die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse hydrodynamischer Modelle einen maßgeblichen Einfluss. Daher hat bei Anwendung hydrodynamischer Modelle die Datenprüfung und Verifizierung mit besonderer Sorgfalt zu erfolgen. Nur so ist gewährleistet, dass die Berechnungsergebnisse die gewünschte Genauigkeit haben.

Bei allen Kanalnetzen handelte es sich um Mischsysteme, die keine Maschen aufwiesen. Für alle Netze wurden im Rahmen der Projektbearbeitungen Sanierungsmaßnahmen erarbeitet. Alle Vergleichsberechnungen wurden an sanierten Kanalnetzen durchgeführt. Zum überwiegenden Teil handelt es sich um Kanalnetze in Wohngebieten. Der Überstaunachweis wurde daher mit Modellregen der Häufigkeit  $n = 0,5$  geführt; der Nachweis der Sanierungsmaßnahmen erfolgte für eine Häufigkeit von  $n = 0,33$ . Die Kanalnetze weisen daher in den bebauten Bereichen für einen 2-jährlichen Bemessungsniederschlag keinen Überstau auf, für seltenere Ereignisse kann in Teilbereichen Überstau auftreten.

Die vorliegenden Kanalnetze weisen dörflichen bis kleinstädtischen Charakter auf, so dass eine Beschränkung der Untersuchungen auf derartige Netze notwendig war.

Um eine systematische Vorgehensweise zu ermöglichen, wurden die Netze in drei verschiedene Gruppen unterteilt. Kriterium für die Einteilung war die Komplexität des Netzes; die Zuordnung erfolgte unter folgenden Gesichtspunkten:

#### Netze der Gruppe 1

Alle Kanalnetze der Gruppe 1 weisen in der Realität ein Sonderbauwerk (Regenüberlauf oder Regenüberlaufbecken) am Systemende auf, das den Richtung Kläranlage weitergeleiteten Abfluss drosselt. Die Kanalnetz- und Einzugsgebietsdaten wurden unverändert übernommen, lediglich das Sonderbauwerk am Systemende wurde hinsichtlich des Bau-

werkstyps, seiner Abmessungen und seiner Drosselleistung an die jeweilige Untersuchung angepasst.

Eine Vielzahl dieser Netze sind Teilnetze komplexerer Systeme. Alle Netze sind von den umliegenden Netzteilen eindeutig abgetrennt; eine Beeinflussung des Abflussgeschehens in diesen Netzen durch das in anderen Netzteilen ist nicht gegeben.

Die Anzahl der Netze der Gruppe 1 ist 25.

### Netze der Gruppe 2

Die Kanalnetze der Gruppe 2 unterscheiden sich von denen der Gruppe 1 dadurch, dass sie im Innern des Systems ein oder zwei Sonderbauwerke – Regenüberlauf oder Regenüberlaufbecken – aufweisen; dieses Sonderbauwerk wurde in seinen Eigenschaften (Bauwerkstyp, Abmessungen und Drosselleistung) unverändert in die Berechnungen übernommen. Wie bei den Netzen der Gruppe 1 wurde nur das am Systemende angeordnete Sonderbauwerk an die jeweilige Untersuchung angepasst. Eine Änderung der Kanalnetz- und Einzugsgebietsdaten erfolgte nicht.

Es wurden 7 Netze der Gruppe 2 untersucht.

### Netze der Gruppe 3

Die Netze dieser Gruppe weisen eine Vielzahl von Sonderbauwerken auf. Analog zu den Netzen der Gruppe 2 wurde nur das am Systemende angeordnete Sonderbauwerk verändert. Es wurden vier dieser Kanalnetze für die Berechnungen herangezogen.

## **6.2 Kenngrößen der verwendeten Kanalnetze**

### **6.2.1 Allgemeines**

Zur Charakterisierung von Kanalnetzen werden häufig Kenngrößen verwendet [u. a. in 63]. Es handelt sich dabei um Größen wie Anzahl der Haltungen, gesamte und undurchlässige Fläche und Gesamtlänge des Kanalnetzes. Diese Größen geben aber nur eine Vorstellung von der Größe des Kanalnetzes und erlauben beispielsweise keine Aussagen über Leistungsfähigkeit, Speichervermögen oder die Form eines Kanalnetzes. Daher ist für das Heranziehen weiterer Größen erforderlich, um die Kanalnetze zu charakterisieren, an denen die Berechnungen erfolgten. Zur Charakterisierung wurden folgende Größen herangezogen:

- Anzahl der Haltungen (-)
- Gesamtfläche des Einzugsgebietes  $A_E$  (ha)
- abflusswirksame undurchlässige Fläche des Einzugsgebietes  $A_u$  (ha); aus Bilanzierungen gewonnen
- Gesamtlänge des Kanalnetzes (m)
- mittlere Haltungslänge (m)
- Gesamtvolumen des Kanalnetzes ( $m^3$ )

- Netzdichte des Kanalnetzes, bezogen auf die gesamte/undurchlässige Fläche (m/ha)
- Volumendichte bezogen auf die gesamte/undurchlässige Fläche (m<sup>3</sup>/ha)
- mittleres Sohlgefälle  $I_s$  (%)
- mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_{mit}$  bei Vollfüllung (m/s)
- mittlere spezifische Abflussleistung  $Q_{mit}$  für das Gesamtnetz (m<sup>3</sup>/s)
- spezifische Abflussleistung bezogen auf die gesamte/undurchlässige Fläche  $Q_{Sp}/Q_{spu}$  (m<sup>3</sup>/s/ha)
- mittlerer Rohrdurchmesser (m)
- Formfaktor  $F$  (-)
- Fließzeit  $t_f$  (Min)
- Anzahl der Anfangshaltungen und der Knoten mit Zusammenflüssen

Die meisten der oben genannten Parameter lassen sich direkt aus den Kanalnetzdaten ableiten und erklären sich selbst. Die Werte wurden für jede einzelne Haltung bestimmt. Zur Beschreibung des Gesamtnetzes wurde das längengewichtete Mittel aus allen Einzelwerten gebildet. Dieses Vorgehen wurde gewählt, um das Abflussverhalten besser zu erfassen. So hätte bei einer bloßen Mittelung der Werte eine sehr kurze Haltung den gleichen Einfluss wie eine sehr lange Haltung. In der Realität wirkt sich aber z. B. ein unzureichendes Abflussvermögen einer kurzen Haltung nicht so gravierend auf den Abflussvorgang aus wie das einer sehr langen Haltung.

Zu den Kenngrößen im Einzelnen:

Die Anzahl der Haltungen, die Gesamtfläche und die abflusswirksame undurchlässige Fläche des Einzugsgebietes, die Gesamtlänge des Kanalnetzes und das Gesamtvolumen ergeben sich direkt aus den Kanalnetzdaten und erklären sich von selbst. Die abflusswirksame undurchlässige Fläche ist einer der wichtigsten Parameter für Kanalnetzrechnungen; dieser Wert wurde in den vorhergehenden Projektbearbeitungen im Detail ermittelt und für eine Vielzahl der Netze an Hand von Messungen verifiziert.

Die mittlere Haltungslänge ergibt sich als Quotient aus der Gesamtlänge des Kanalnetzes und der Anzahl der Haltungen.

Die Netzdichte ist der Quotient aus der Gesamtlänge aller Haltungen des Kanalnetzes und der Gesamtfläche bzw. der undurchlässigen Fläche. Analog ergibt sich die Volumendichte aus dem Gesamtvolumen des Kanalnetzes und der gesamten bzw. undurchlässigen Fläche.

Das mittlere Sohlgefälle wurde als gewichtetes Mittel des Sohlgefälles aller Haltungen des jeweiligen Kanalnetzes bestimmt.

Die Werte für die Geschwindigkeit und die Abflussleistung wurden für die einzelnen Haltungen für den stationären Abfluss bei Vollfüllung berechnet. Aus den Einzelwerten wurde das gewichtete Mittel gebildet.

Die mittlere spezifische Abflussleistung gibt den gewichteten Mittelwert der rechnerischen Abflussleistung aller Haltungen des Kanalnetzes an. Die mittlere spezifische Abflussleistung bezogen auf die Gesamtfläche bzw. undurchlässige Fläche wurde aus der mittleren spezifischen Abflussleistung durch Division durch die Gesamtfläche bzw. durch die undurchlässige Fläche bestimmt.

Der mittlere Rohrdurchmesser wurde als gewichtetes Mittel der Durchmesser aller Haltungen bestimmt. Bei Rohren, die keinen Kreisquerschnitt aufweisen, wurde der Durchmesser bestimmt, den ein Kreisrohr mit der gleichen Querschnittsfläche aufweist.

Der Formfaktor ist ein Maß für das Verhältnis zwischen einer quadratischen Einzugsgebietsform und der vorhandenen Gebietsform. Er wird aus der Kantenlänge eines Quadrats mit der vorhandenen Einzugsgebietsfläche und der Länge des Hauptsammlers berechnet zu  $L_g \cdot HS / \sqrt{A_E}$ . Bei lang gezogenen Gebieten nimmt der Formfaktor Werte größer 1 an, bei breiten Einzugsgebieten Werte kleiner als 1.

Die Fließzeit ist die Zeit, die der Regenabfluss vom hydraulisch maßgebenden Punkt eines Einzugsgebietes bis zu einem festgelegten Punkt des Entwässerungssystems benötigt [4]. Zur Bestimmung der Fließzeit gibt es mehrere Möglichkeiten: Diese kann aus der Fließgeschwindigkeit bei Vollfüllung berechnet werden oder als Schwerpunktlaufzeit [64]. Die in den Anlagen angegebenen Fließzeiten wurden aus der Fließgeschwindigkeit bei Vollfüllung ermittelt.

Die Ermittlung der Kenngrößen erfolgte ohne im Kanalnetz eventuell vorhandene Speicherräume, da sie keinen Einfluss auf die Abfluss- und Speichervorgänge in den Haltungen eines Kanalnetzes haben.

## **6.2.2 Kenngrößen der verwendeten Netze**

Im Folgenden sind die Charakteristika der Kanalnetze – getrennt für die einzelnen Gruppen - zusammengestellt.

### Kanalnetze der Gruppe 1

Diese Netze sind relativ klein: Die Größe der Kanalnetze schwankt zwischen 9,4 ha (Netz Pat) und 46,6 ha (Netz Lin). Die Anzahl der Haltungen reicht von 35 (Netz Pat) bis 240 Haltungen (Netz Lin). Die mittlere Haltungsgröße variiert zwischen 26,4 m (Netz Pat) und 42,7 m (Netz No5).

Das mittlere Gefälle der Haltungen liegt zwischen 4,9 ‰ (Netz Gst) und 6,1 ‰ (Netz Bu29).

Die Kenngrößen für die Netze sind als Anhang 1.1 angefügt.

### Kanalnetze der Gruppe 2

Bei den Netzen der Gruppe 2 handelt es sich – mit Ausnahme des Netzes Ste – um Kanalnetze in zusammenhängenden Siedlungsgebieten. Das Netz Ste hingegen besteht aus drei Siedlungsgebieten, die eine große räumliche Distanz aufweisen und durch lange

Transportsammler verbunden sind. Diese Unterschiede im Netzaufbau werden durch den Formfaktor ausgedrückt: Dieser ergibt sich für das Netz Ste zu 7,72 ist deutlich größer als der der anderen Netze.

Die Größe der Kanalnetze schwankt zwischen 19,5 ha (Netz Bu9) und 87,1 ha (Netz Eck). Die Anzahl der Haltungen reicht von 117 (Netz Bu9) bis 409 Haltungen (Netz Eck).

Das mittlere Gefälle der Haltungen liegt zwischen 8,7 ‰ (Netz Eck) und 4,1 ‰ (Netz Bu9).

Die Kenngrößen für die Netze sind als Anhang 1.2 angefügt.

Die Netze der Gruppe 2 enthalten folgende Sonderbauwerke:

Tabelle 3: Enthaltene Sonderbauwerke in den Netzen der Gruppe 2

Netz	Sonderbauwerke
Teg	2 Regenüberläufe
Eck	2 Regenüberläufe
Ber	1 Regenüberlauf
Ste	1 Regenüberlaufbecken
RBa	1 Regenüberlauf
Bu9	1 Stauraumkanal
RAur	1 Regenüberlauf

### Netze der Gruppe 3

Bei den Netzen der Gruppe 3 handelt es sich um komplexe Netze mit einer Vielzahl von Haltungen und Sonderbauwerken. Zur Verfügung standen vier Netze. Von diesen weist das Netz Mai ein annähernd zusammenhängendes Siedlungsgebiet auf, während die anderen Netze aus zahlreichen örtlich verteilten Teilgebieten bestehen. Der Abfluss aus den Teilgebieten wird von Transportsammlern aufgenommen und zur Kläranlage abgeleitet. Daher ergeben sich auch für die Netze der Gruppe 3 deutliche Unterschiede im Formfaktor: Dieser ist für das Netz Mai mit 2,23 deutlich geringer als der der anderen Netze mit Werten von 3,68 bis 5,01.

Die Netze weisen folgende Sonderbauwerke auf:

Tabelle 4: Enthaltene Sonderbauwerke in den Netzen der Gruppe 3

Netz	Anzahl an	
	Regenüberläufen	Regenüberlaufbecken
Mue	9	4
Swa	7	2
Mai	9	5
Hei	5	9

Wegen der Vielzahl der Haltungen, die diese Netze aufweisen, wurden aus den Feinnetzen bei den vorangegangenen Berechnungen Grobnetze gebildet, um die Rechenzeiten zu reduzieren. Die Bildung der Grobnetze erfolgte durch Zusammenfassen einzelner Haltungen. Kriterien bei der Zusammenfassung waren:

- Knoten mit Zusammenflüssen und Verzweigungen sind Zwangspunkte, die erhalten bleiben
- Die Profilabmessungen der zusammengefassten Haltungen sind gleich
- Die Maximallänge der Haltungen im Grobnetz beträgt ca. 300 m
- Die Haltungen weisen ähnliches Gefälle auf (maximale Abweichung des Gefälles 30 %)
- Es tritt an einem Schacht ein Absturz von nicht mehr als 10 cm auf

Auf Grund der strengen Kriterien bei der Zusammenfassung war die hydraulische Gleichwertigkeit von Fein- und Grobnetz, wie sich nach A128 gefordert wird, gegeben; die Berechnungen erfolgten an den Grobnetzen. Die Zahl der Haltungen verringerte sich durch die Bildung von Grobnetzen wie folgt:

Tabelle 5: Anzahl der Haltungen in den Netzen der Gruppe 3 – Feinnetz und Grobnetz

Netz	Anzahl Haltungen im	
	Feinnetz	Grobnetz
Mue	1711	978
Swa	1209	514
Mai	2122	1402

Für das Netz Hei lagen lediglich die Daten eines Grobnetzes vor. In diesem Netz waren im Mittel drei Haltungen des Feinnetzes zu einer Haltung des Grobnetzes zusammengefasst worden; das Grobnetz weist 341 Haltungen auf.

Die Größe der Netze liegt zwischen 361 ha Gesamtfläche bzw. 166 ha undurchlässiger

Fläche (Netz Mai) und 197 ha Gesamtfläche bzw. 73 ha undurchlässiger Fläche (Netz Swa). Das mittlere Gefälle der Netze ist sehr ähnlich und liegt zwischen 2,3 und 3,7 %. Die Anzahl der Haltungen der Grobnetze liegt zwischen 341 Haltungen (Netz Hei) und 1402 Haltungen (Netz Mai).

Die Kenndaten der Netze sind als Anhang 1.3 beigefügt.

### **6.3 Parameterwahl**

Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, sind die Parameter für die Abflussbildung gleich oder ähnlich zu wählen, um geringe Abweichungen im Abflussvolumen zu erhalten. Ein ganz entscheidender Parameter für die Abflussbildung ist der Endabflussbeiwert der undurchlässigen Flächen. Da den Berechnungen die abflusswirksamen undurchlässigen Flächen zu Grunde lagen, wurde der Endabflussbeiwert in beiden Modellen zu 1,0 gewählt.

In hydrologischen Modellen ist die Speicherkonstante  $k$  eine entscheidende Größe für die Form der resultierenden Abflussganglinie und daher mit besonderer Sorgfalt zu wählen. Bestimmt wird dieser Parameter aus der Fließzeit im Kanal und an der Oberfläche (vgl. Kap. 2.3.1). In der Eingabemaske des Programms wird dabei für die Fließzeit im Kanal ein Wert von 0,01 Minuten vorgegeben. Auf die Bedeutung der richtigen Wahl dieses Parameters wird nicht hingewiesen. Lediglich in der Programmbeschreibung wird darauf verwiesen, dass die Fließzeit im Kanal mit einer Kanalnetzrechnung zu bestimmen ist. Ein ähnlicher Hinweis sollte in der Eingabemaske erfolgen. Weiterhin wäre eine Warnung für den Fall angebracht, dass der voreingestellte, viel zu niedrige Parameter von 0,01 Minuten beibehalten wird.

Eine weitere Möglichkeit, um zu verhindern, dass der zu geringe Wert von 0,01 Minuten verwendet wird, wäre, aus der vorzugebenden Fläche und dem Gefälle einen Schätzwert zu berechnen. Derzeit allerdings ist die Gefahr groß, dass ungeschulte Benutzer mit dem voreingestellten Wert rechnen und so unrealistische Ergebnisse erzielen.

Die Bedeutung dieses Wertes soll durch die folgenden Abbildungen verdeutlicht werden. In diesen sind die Ganglinien am Systemende dargestellt, die sich aus einer hydrologischen Berechnung mit dem Wert von 0,01 Minuten ergeben bzw. mit einer aus einer Kanalnetzrechnung ermittelten Größe. Zur Bestimmung der Fließzeit wurde das Kanalnetz in Anlehnung an [64] mit einem einjährigen Modellregen berechnet und die Fließzeit gleich der Schwerpunktlaufzeit im Kanalnetz gesetzt.

Gleichzeitig ist die resultierende Abflussganglinie aus einer hydrodynamischen Berechnung dargestellt. Als Belastung wurde ein mittlerer Niederschlag mit einer maximalen Intensität von 1,8 mm/5 Min und einer Gesamtmenge von 7,5 mm gewählt. Mit einem mittleren Niederschlag wurde gerechnet, um Abflussverhältnisse zu erhalten, die nicht durch Einstau- oder Rückstauinflüsse beeinflusst werden.

Die Vergleichsberechnungen wurden für drei Netze der Gruppe 1 durchgeführt, und zwar für das Netz Pat als Vertreter kleiner Netze der Gruppe, das Netz Ez1 als Vertreter mittelgroßer Netze und das Netz Lin als Vertreter großer Netze dieser Gruppe.

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

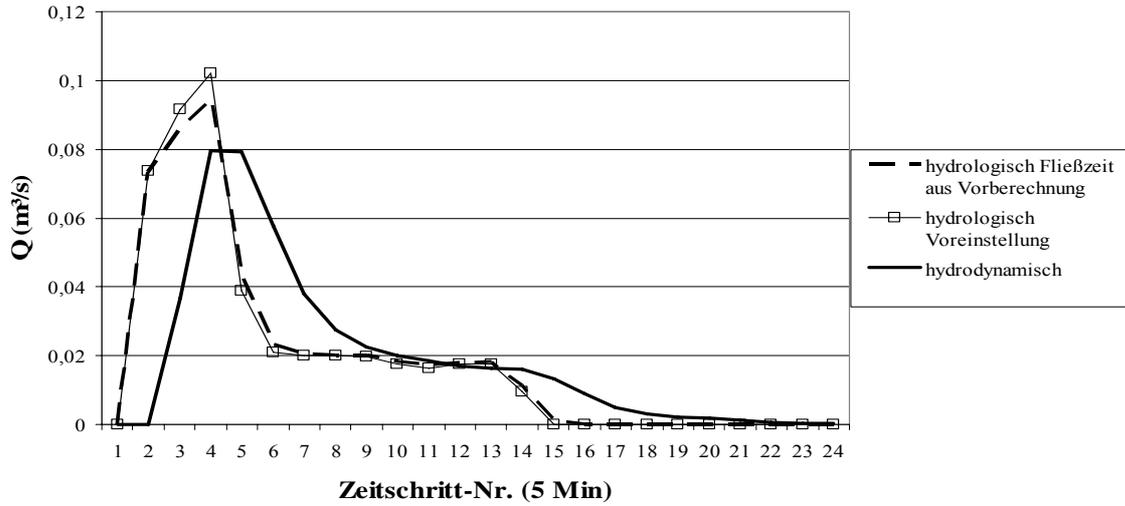


Abb. 5: Vergleich der Abflussganglinien, Netz Pat, Ereignis vom 25.06.1977

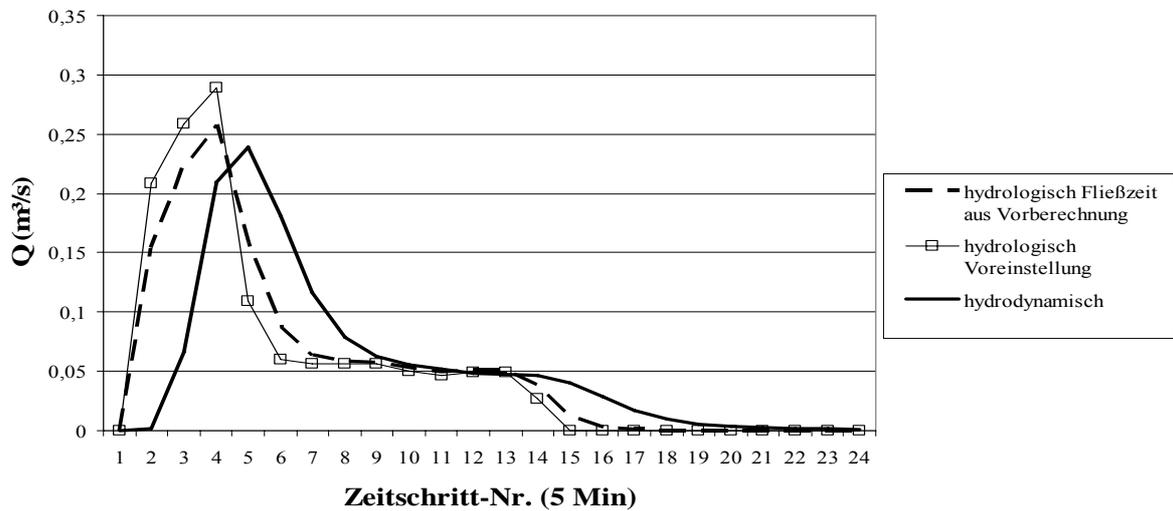


Abb. 6: Vergleich der Abflussganglinien, Netz Ez1, Ereignis vom 25.06.1977

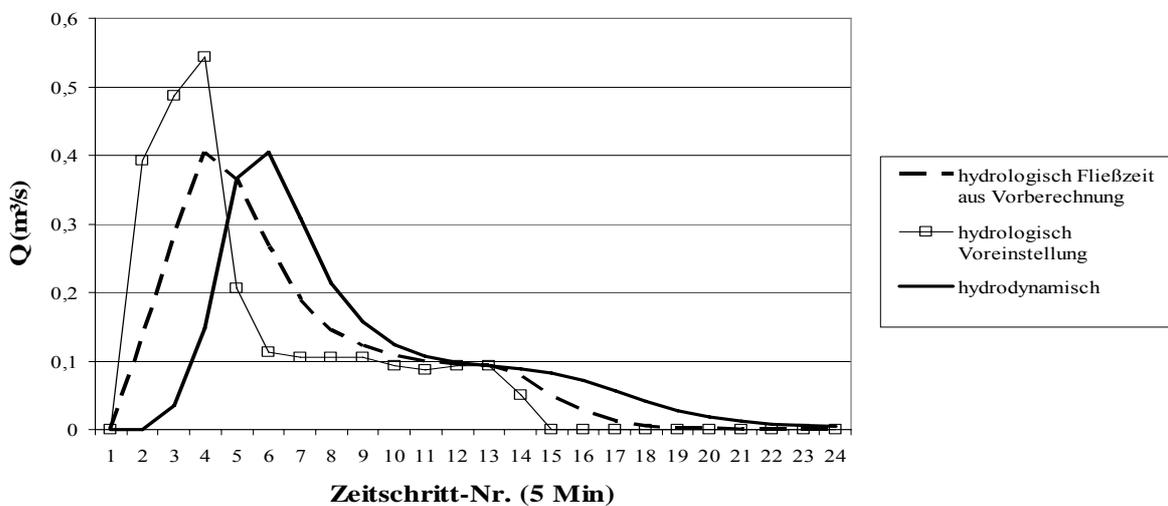


Abb. 7: Vergleich der Abflussganglinien, Netz Lin, Ereignis vom 25.06.1977

Die drei Abbildungen zeigen deutlich, dass mit zunehmender Netzgröße und damit zunehmender Fließzeit die Bedeutung der richtigen Wahl der Speicherkonstanten zunimmt. Bei Berechnungen für kleine Netze (bis ca. 10 ha) ergeben sich zwar nur geringe Unterschiede zwischen den Berechnungen mit voreingestellter bzw. aus einer Kanalnetzrechnung abgeleiteten Fließzeit. Ab ca. 10 ha – 15 ha Gesamtgröße des Netzes sollte die Fließzeit und damit die Speicherkonstante  $k$  aus einer Kanalnetzrechnung abgeleitet werden. Abbildung 7 zeigt deutlich, dass für diese Netzgröße die Fließzeit aus einer detaillierten Kanalnetzrechnung abgeleitet werden sollte. Diese Fließzeit kann der Speicherkonstanten  $k$  gleich gesetzt werden; die Abweichungen im Vergleich zu einer hydrodynamischen Berechnung können als tolerabel angesehen werden.

Für die Vergleichsberechnungen wurde die Fließzeit für alle Teilgebiete aus der Schwerpunktlaufzeit bestimmt; mit diesen Fließzeiten wurden die Speicherkonstanten  $k$  berechnet.

Die im Folgenden beschriebenen Vergleichsberechnungen wurden zunächst mit den einfach aufgebauten Netzen der Gruppe 1 durchgeführt und ausgewertet und im Anschluss daran mit den komplexeren Netzen. Durch diese Vorgehensweise können sowohl die Einflüsse der Gebietsparameter als auch die Einflüsse des Abflusstransportes bzw. vorge-schalteter Entlastungsanlagen auf die Berechnungsergebnisse bestimmt werden.

## **7. Vergleichsberechnungen für die Bemessung von Regenrückhaltebecken nach ATV-DVWK-Arbeitsblatt A117**

Das grundsätzliche Vorgehen bei der Bemessung von Regenrückhaltebecken ist in Abschnitt 2.8.1 beschrieben worden. Dort wurde bereits angeführt, dass die Bemessung von Regenrückhalteräumen im Nachweisverfahren mittels Langzeitsimulation langjähriger Niederschlagsreihen erfolgt. In der Aufbereitung der verwendeten Niederschlagsreihen liegt ein Unterschied zwischen den hydrologisch bzw. hydrodynamisch durchgeführten Vergleichsberechnungen; diese wird im Folgenden beschrieben.

### **7.1 Niederschlagsbelastung für die Langzeitsimulationen**

#### **7.1.1 Wahl der Niederschlagsreihe**

Während hydrologische Modelle auf Grund ihres einfachen Aufbaus auch langjährige Niederschlagsreihen rasch verarbeiten können, ist es bei hydrodynamischen Nachweisrechnungen erforderlich, Langzeit-Seriensimulationen durchzuführen, um den Rechenaufwand in sinnvollen Grenzen zu halten.

Zu den bei der Bemessung von Regenrückhalteräumen in der Kanalisation maßgeblichen Häufigkeiten sind im Arbeitsblatt A117 keine eindeutigen Angaben zu finden. In den dort angeführten Beispielen wurden Häufigkeiten  $n$  von 0,1 bis 1 gewählt. Zur Dimensionierung wurde hier eine Häufigkeit  $n=0,2$  gewählt.

Die Auslegung auf eine Wiederkehrzeit von fünf Jahren macht die Verwendung einer Regenreihe erforderlich, die deutlich länger als fünf Jahre ist.

Die längste zur Verfügung stehende Niederschlagsreihe hatte eine Aufzeichnungslänge von 29 Jahren und erfüllt somit diese Bedingung. Durch Verwendung dieser Regenreihe ist gewährleistet, dass für die gewählte Bemessungshäufigkeit sichere Aussagen zu dem erforderlichen Beckenvolumen gemacht werden können.

Bei dieser Regenreihe handelte es sich nicht um eine örtliche Niederschlagsreihe eines der untersuchten Kanalnetze; in der Nähe der untersuchten Kanalnetze sind keine Niederschlagsmessstationen vorhanden, so dass die Berechnung mit einer nicht repräsentativen Regenreihe ausreichender Aufzeichnungslänge erfolgen musste.

#### **7.1.2 Aufbereitung der Niederschlagsreihe für die hydrologische Simulation**

Wie bereits ausgeführt sind hydrologische Modelle in der Lage, das Niederschlagskontinuum rasch zu verarbeiten und die gewünschten Ergebnisse zu liefern. Daher ist eine spezielle Bearbeitung der Niederschlagsreihe für die Verwendung in hydrologischen Modellen nicht erforderlich.

Es ist lediglich erforderlich, die Parameter für den Abflussbildungsprozess sinnvoll vorzugeben. Der Dauerverlust wurde 0 gewählt, da die abflusswirksame Fläche als Eingangsgröße für die Berechnungen verwendet wurde. Benetzungs- und Muldenverlust wurden zu 0,5 und 1,0 mm gewählt.

### 7.1.3 Aufbereitung der Niederschlagsreihe für die hydrodynamische Simulation

Bei der Simulation mit hydrodynamischen Modellen ist der Bedarf an Rechenzeit deutlich größer. Daher ist im Arbeitsblatt A117 der Hinweis gegeben, dass es bei hydrodynamischen Nachweisrechnungen erforderlich ist, Langzeit-Seriensimulationen durchzuführen, um den Rechenaufwand in sinnvollen Grenzen zu halten. Die Vorgehensweise zur Bestimmung der Ereignisse, die in die Serie aufgenommen werden, wurde unter Berücksichtigung der folgenden Kriterien vorgenommen:

- Die Trennung des Niederschlagskontinuums in Einzelereignisse muss unter Beachtung der Entleerungsdauer des Rückhalteriums erfolgen; sie muss so groß gewählt werden, dass einzelne Ereignisse unabhängig voneinander sind. Das bedeutet im konkreten Fall, dass gewährleistet sein muss, dass das Becken zu Beginn des nächsten Niederschlags geleert ist; die Entleerungsdauer der Becken muss deshalb geringer sein als der zeitliche Abstand zweier Niederschlagsereignisse.

Bei der Bemessung nach dem Nachweisverfahren sollte das Beckenvolumen zunächst sinnvoll abgeschätzt werden. Im Arbeitsblatt A117 wird als Anhalt ein Volumen von 100 bis 300 m<sup>3</sup>/ha befestigte Fläche genannt. Für die Vergleichsberechnungen wurde das geschätzte Beckenvolumen einheitlich für alle Netze zu 200 m<sup>3</sup>/ha bezogen auf die abflusswirksame Fläche gewählt.

Neben dem Beckenvolumen ist der Drosselabfluss für die Berechnungen vorzugeben. Dieser wurde ebenfalls für alle Netze vereinheitlicht; gewählt wurde ein Regenanteil in der Drosselabflusspende von 20 l/(s·ha), bezogen wiederum auf die angeschlossene abflusswirksame Fläche. Dieser Wert hat sich bei eigenen Berechnungen in vielen Fällen als geeigneter Drosselwert für im Kanalnetz angeordnete Rückhalteräume ergeben.

Die Entleerungsdauer ergibt sich als Quotient aus Beckenvolumen und Drosselabfluss. Da diese Größen für alle Netze einheitlich gewählt wurden, ergibt sich für alle Netze die gleiche Entleerungsdauer. Die Entleerungsdauer als Quotient aus Beckenvolumen und Regenabflusspende im Drosselabfluss beträgt

$$T_{\text{Entl}} = 200 \text{ m}^3/\text{ha} / 20 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}) = 200 \text{ m}^3/0,02 \text{ m}^3/\text{s} = 10.000 \text{ s}$$

Der zeitliche Abstand zweier Regenereignisse muss mindestens 10.000 Sekunden entsprechend rd. 3 Stunden – zuzüglich der Fließzeit im jeweils untersuchten Kanalnetz – betragen, um zu gewährleisten, dass das Becken zu Beginn eines Folgeregens vollständig entleert ist. Die Trennung des Kontinuums in Einzelereignisse erfolgte, wenn der niederschlagsfreie Zeitraum mindestens 4 Stunden betrug.

- In die Serie müssen alle relevanten Ereignisse aufgenommen werden.

Die Auswahl der relevanten Ereignisse erfolgte daher derart, dass das Kontinuum zunächst unter Beachtung des Trennkriteriums von 4 h in Einzelereignisse unterteilt wurde. Anschließend wurde für jedes Ereignis der Maximalabschnitt der in [31] angegebenen Dauerstufen bestimmt.

Die ermittelten Maximalwerte für die einzelnen Dauerstufen wurden in die vorliegende Statistik der Niederschlagsmessstation eingeordnet. Ein Ereignis wurde dann in die Serie aufgenommen, wenn ein Abschnitt eine Auftretenswahrscheinlichkeit  $n \leq 2$  aufwies.

Eine weitere Kontrolle, ob alle relevanten Ereignisse berücksichtigt wurden, bestand in einem Vergleich mit den Ergebnissen der hydrologischen Simulation. Hierbei wurde überprüft, ob alle für die Beckenbemessung maßgeblichen Ereignisse aus der hydrologischen Berechnung auch in der Serie für die hydrodynamische Berechnung enthalten waren. Als maßgeblich wurde ein Ereignis dann angesehen, wenn das erforderliche Beckenvolumen für diesen Niederschlag zu den 80 größten gehörte. Die Zahl von 80 Ereignissen ergibt sich als Produkt aus der Euler'schen Zahl  $e$  und der Anzahl der Jahre der verwendeten Niederschlagsreihe; dieser Wert ist im Modell KOSIM für die zur Auswertung herangezogenen Ereignisse eingestellt.

Die für die hydrodynamische Simulation abgeleitete Niederschlagsreihe bestand aus 147 Einzelereignissen. Die Ereignisse sind mit Datum sowie Dauer und Eintretenswahrscheinlichkeit des relevanten Starkregenabschnitts als Anhang 2 beigelegt.

Die Berechnung der Anfangsverluste für die Ereignisse der Langzeit-Seriensimulation erfolgte nach dem unter 5.2 beschriebenen Vorgehen. Durch die Wahl gleicher oder sehr ähnlicher Verlustbeiwerte wurde erreicht, dass das Abflussvolumen der hydrologischen bzw. hydrodynamischen Berechnung annähernd identisch war. Unterschiede in den Berechnungsergebnissen sind daher nicht auf Unterschiede bei der Berechnung der Abflussbildung zurückzuführen.

## **7.2 Vergleichsberechnungen für die Netze der Gruppe 1**

### **7.2.1 Durchführung der Berechnungen und Berechnungsergebnisse**

Am Systemende jedes Netzes wurde ein Regenrückhalteraum angeordnet. Für eine Vielzahl dieser Netze wäre es möglich, die Beckenbemessung nach dem einfachen Verfahren vorzunehmen, da es sich um relativ kleine Einzugsgebiete handelt, deren Fließzeiten unter 15 Minuten liegt und deren kanalisierte Fläche geringer als 200 ha ist. Da es Ziel dieser Untersuchung ist, Unterschiede in den Berechnungsverfahren aufzuzeigen, wurde die Ermittlung der erforderlichen Rückhaltevolumina für alle Netze im Nachweisverfahren durchgeführt. Für jedes Ereignis des Niederschlagskontinuums bzw. der Niederschlagsreihe wird das zum Rückhalt benötigte Beckenvolumen aus der Summe des im Rückhaltebecken zurückgehaltenen Volumens zuzüglich des aus dem Becken übergelaufenen Volumens berechnet.

In dem hydrologischen Modell KOSIM erfolgt die Auswertung der Langzeitsimulation zur Bestimmung des erforderlichen Beckenvolumens nach A117 in einem Bericht. In diesem werden die Ereignisse mit maximalem Einstau bzw. Einstau plus Überlauf ausgegeben. Die Anzahl der aufgelisteten Ereignisse ist – wie bereits ausgeführt – programmintern zu ( $e \times$  Anzahl der Jahre der Niederschlagsreihe) festgelegt, so dass im vorliegenden Fall eine Anzahl von  $2,718 \times 29 = 80$  Ereignissen ausgegeben wurde. Diese Ereignisse werden nach der Größe des erforderlichen Volumens geordnet und mit Datum und Einstau- und Überlaufvolumen aufgeführt.

Ebenfalls in KOSIM implementiert ist die automatische Bestimmung der Beziehung zwischen erforderlichem Volumen und Wiederkehrzeit. Dieser Ausgleich erfolgt mittels logarithmischer Regression, das Ergebnis wird graphisch dargestellt.

Allerdings zeigte die graphische Darstellung der Beziehung zwischen Volumen und Wiederkehrzeit einen der im ATV-DVWK-Arbeitsblatt A117 angeführten Sonderfälle: Die Ereignisse vom 1.7.1987 und vom 19.5.1964 ergaben außergewöhnlich große Volumina, so dass der Schluss nahe liegt, dass die Wiederkehrzeit dieser Ereignisse die Länge des Beobachtungszeitraums erheblich überschreitet. Aus der Einordnung dieser Ereignisse in die Statistik ergeben sich für diese Ereignisse Wiederkehrzeiten von 50 (19.5.1964) bzw. ca. 2450! Jahren (1.7.1987).

Da nach dem Arbeitsblatt A117 die Auswertung grundsätzlich auf den homogenen Bereich der Verteilung zu beschränken ist, wurde die Ermittlung der Ausgleichsfunktion für die gewählte Eintretenswahrscheinlichkeit von  $n=0,2$  unter Vernachlässigung dieser beiden Extremereignisse durchgeführt. Die verbliebenen Ereignisse weisen nach der Plotting-Formel Wiederkehrzeiten von bis zu ca. 10 Jahren auf; damit ist für die Wiederkehrzeit von 5 Jahren, für die eine Aussage abgeleitet werden soll, eine gesicherte Aussage hinsichtlich des erforderlichen Volumens möglich.

Exemplarisch sind der ursprüngliche und der nur auf den homogenen Bereich bezogene Ausgleich am Beispiel des Netzes Alt in den folgenden Abbildungen dargestellt. Enthalten sind die sich ergebenden Ausgleichsfunktionen bei logarithmischem Ausgleich und der Korrelationskoeffizient  $r$ , der ein Maß für die Güte des Zusammenhangs zwischen Volumen und Wiederkehrzeit ist. Man erkennt, dass die Anpassung bei Vernachlässigung der oben genannten zwei stärksten Ereignisse deutlich besser ist; der Korrelationskoeffizient erhöht sich von 0,952 auf 0,995. Im Bereich von Wiederkehrzeiten bis zu 10 Jahren ist damit ein nahezu gesetzmäßiger Zusammenhang gegeben zwischen Wiederkehrzeit und erforderlichem Beckenvolumen gegeben.

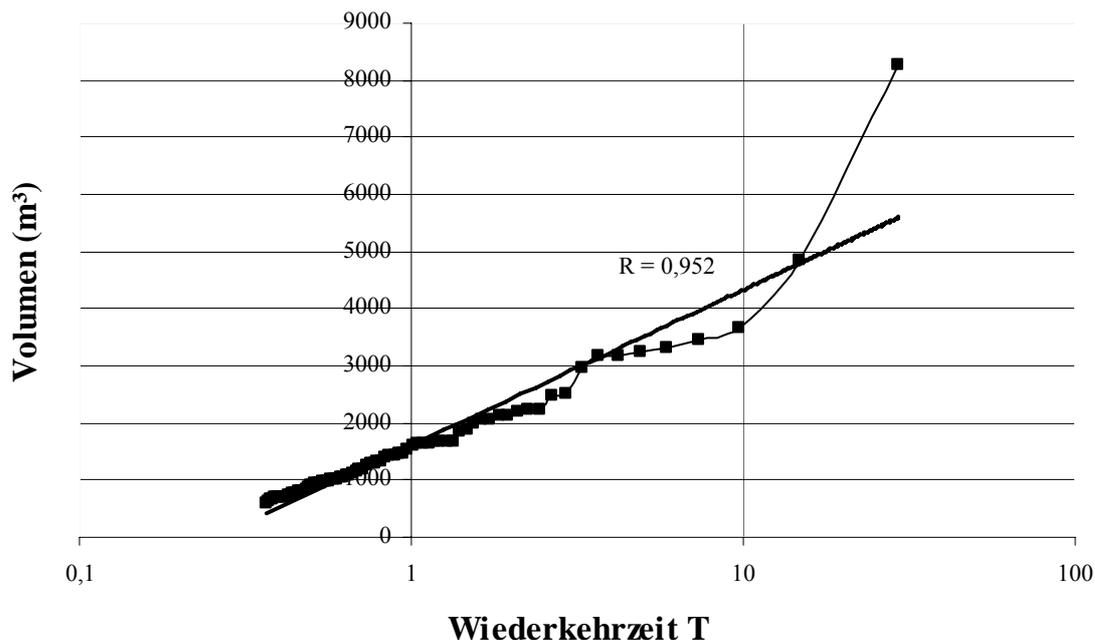


Abb. 8: Abhängigkeit des Beckenvolumens von der Wiederkehrzeit – RRB Alt, alle Ereignisse

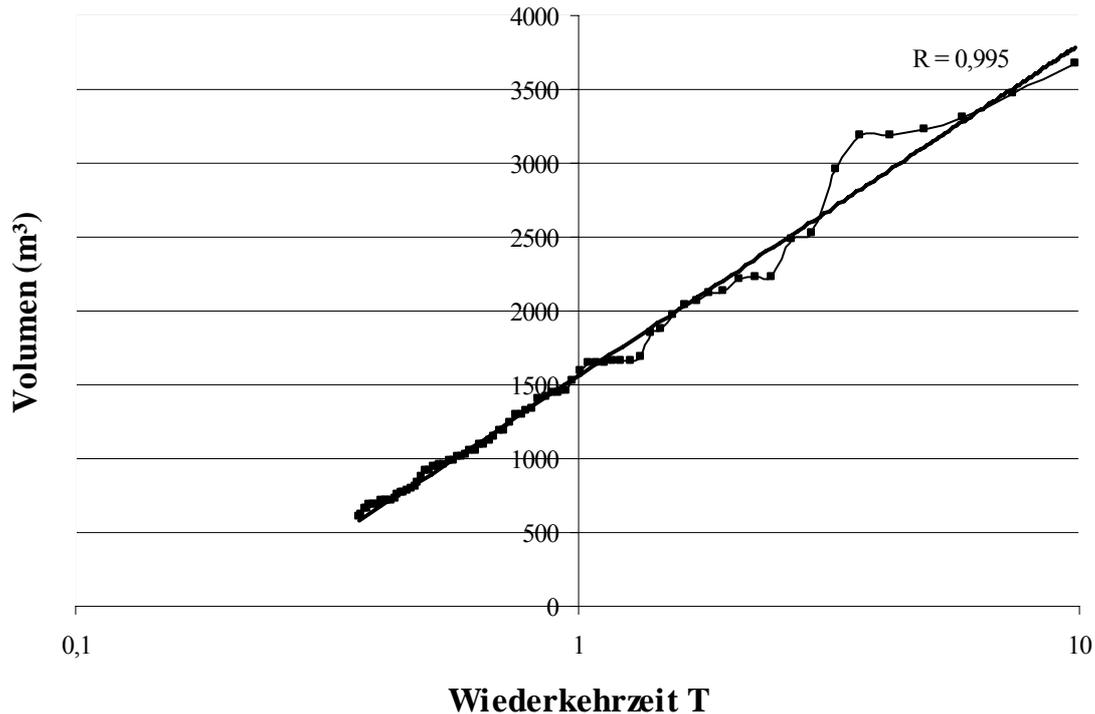


Abb. 9: Abhängigkeit des Beckenvolumens von der Wiederkehrzeit – RRB Alt, homogener Bereich der Verteilung

Die Ermittlung des erforderlichen Beckenvolumens aus den Ergebnissen der hydrologischen Simulation erfolgte unter Beachtung dieser Gesichtspunkte für alle Einzugsgebiete wie folgt:

Zunächst wurden mittels Langzeitsimulation die Ereignisse mit maximalem Einstau bzw. Überlauf berechnet. Anschließend wurde – unter Vernachlässigung der zuvor erwähnten Extremereignisse – die Beziehung zwischen Wiederkehrzeit und benötigtem Beckenvolumen bestimmt. Aus dieser Beziehung wurde das erforderliche Beckenvolumen für die gewählte Wiederkehrzeit von 5 Jahren bestimmt.

Die für die einzelnen Kanalnetze berechneten Beckenvolumina sind in Tabelle 6 aufgelistet.

Die Ergebnisse der hydrodynamischen Simulation wurden analog ausgewertet. Zunächst war es allerdings erforderlich, aus den Ergebnisdaten der Einzelereignisse das Einstau- und Überlaufvolumen zu ermitteln. Hierzu wurden die Beckenwasserstandsganglinie und die Ganglinie des Notüberlaufs für jedes Ereignis ausgegeben und ausgewertet.

Die aus dieser Auswertung erhaltenen Volumina wurden anschließend der Größe nach geordnet und entsprechend der im Arbeitsblatt A117 angegebenen Vorgehensweise ausgewertet.

Die Volumina, die sich nach den beiden Berechnungsverfahren ergeben, sind in Tabelle 6 für die Netze der Gruppe 1 gegenübergestellt. Ebenfalls angegeben ist die Abweichung

zwischen den Ergebnissen der Berechnungsverfahren. Diese wurde nach der Beziehung

$$\frac{(\text{Volumen}_{\text{hydrologisch}} - \text{Volumen}_{\text{hydrodynamisch}})}{\text{Volumen}_{\text{hydrodynamisch}}}$$

berechnet. Eine positive Differenz bedeutet somit, dass sich nach der hydrologischen Simulation ein größeres Volumen ergibt.

Graphisch dargestellt sind die Volumina in Abbildung 10. In der Abbildung ist ebenfalls die Gerade dargestellt, die sich bei gleichem Volumen aus den beiden Berechnungsverfahren ergibt.

Tabelle 6: Gegenüberstellung der erforderlichen Regenrückhaltebeckenvolumina hydrologisch und hydrodynamisch für die Netze der Gruppe 1

Kanalnetz	Erforderliches Volumen (m <sup>3</sup> )		Abweichung (%)
	hydrodynamisch	hydrologisch	
Of4	2948	2869	-2,68
Mi3	3255	3207	-1,47
Sba	2576	2556	-0,76
Gst	3134	3165	0,99
Pru	1394	1440	3,28
Ez1	2203	2292	4,04
Mim	3401	3551	4,43
Alt	2973	3127	5,19
Ez5	1320	1390	5,33
No6	3252	3452	6,14
Pat	751	803	6,94
Mi2	3923	4222	7,64
Pfe	1588	1720	8,33
Bu19	3873	4244	9,58
Bu8	1640	1803	9,96
Mi1	1016	1200	18,10
Ez3	694	821	18,31
Ufe	3207	3852	20,08
Ru23	622	748	20,12
No5	2011	2486	23,61
Lin	3453	4271	23,71
Of6	1384	1793	29,56
Ez2	423	549	29,80
Bu29	930	1237	33,06
Ru24	1137	1575	38,57

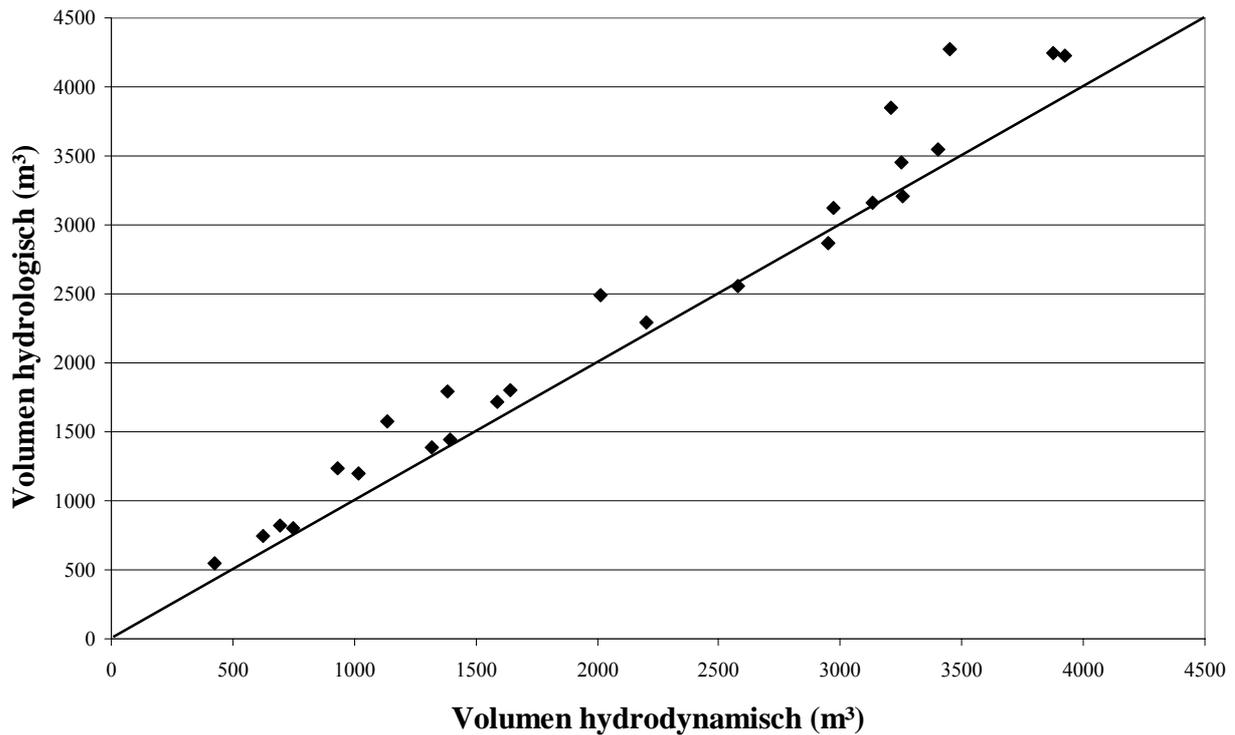


Abb. 10: Graphische Darstellung der erforderlichen Regenrückhaltebeckenvolumina hydrologisch und hydrodynamisch für die Netze der Gruppe 1

Die Abweichungen liegen im Bereich von rd. -3 bis 39 % und weisen eine erhebliche Spannweite auf; lediglich für 3 der untersuchten 25 Netze ergeben sich nach der hydrologischen Simulation geringere Volumina. Worauf sind die deutlichen Unterschiede in den Ergebnissen zurückzuführen?

### 7.2.2 Analyse der Ergebnisse

Der wesentliche Nachteil hydrologischer Modelle ist, dass sie nicht in der Lage sind, die Retention in den Teilgebieten zu erfassen und den Einfluss von Rückstau zu beschreiben. Gerade diese Einflüsse sind für zahlreiche der hier untersuchten Kanalnetze bei den für die Bemessung der Regenrückhaltebecken relevanten Niederschlagsereignissen maßgeblich. Die Kanalnetze sind auf Wiederkehrzeiten von 2 Jahren ausgelegt, bei den maßgeblichen Niederschlagsereignissen, handelt es sich aber zum Teil um Ereignisse, deren Wiederkehrzeiten deutlich über 2 Jahren liegen.

Der Einfluss des Ein- bzw. Überstaus wird in den folgenden Abbildungen deutlich. In diesen sind die hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Zuflussganglinien eines Niederschlagsereignisses zu den Rückhaltebecken für zwei Gebiete dargestellt. Es handelt sich um die Gebiete Of6, wo sich eine deutliche Abweichung bei der Volumenbestimmung zeigte, und das Netz Sba, für das sich bei hydrodynamischer Berechnung ein um ca. 2 % höheres Volumen ergab.

Bei dem dargestellten Ereignis vom 05.06.1963 handelt es sich um ein Ereignis, dem nach der Plotting-Formel zur Bestimmung der Wiederkehrzeit für alle Netze in etwa eine

Wiederkehrzeit von  $T = 5$  zugeordnet wird, und zwar sowohl für die hydrologische als auch die hydrodynamische Simulation. Daher lassen sich an Hand dieses Ereignisses die Unterschiede in der Volumenermittlung für die einzelnen Netze gut nachvollziehen.

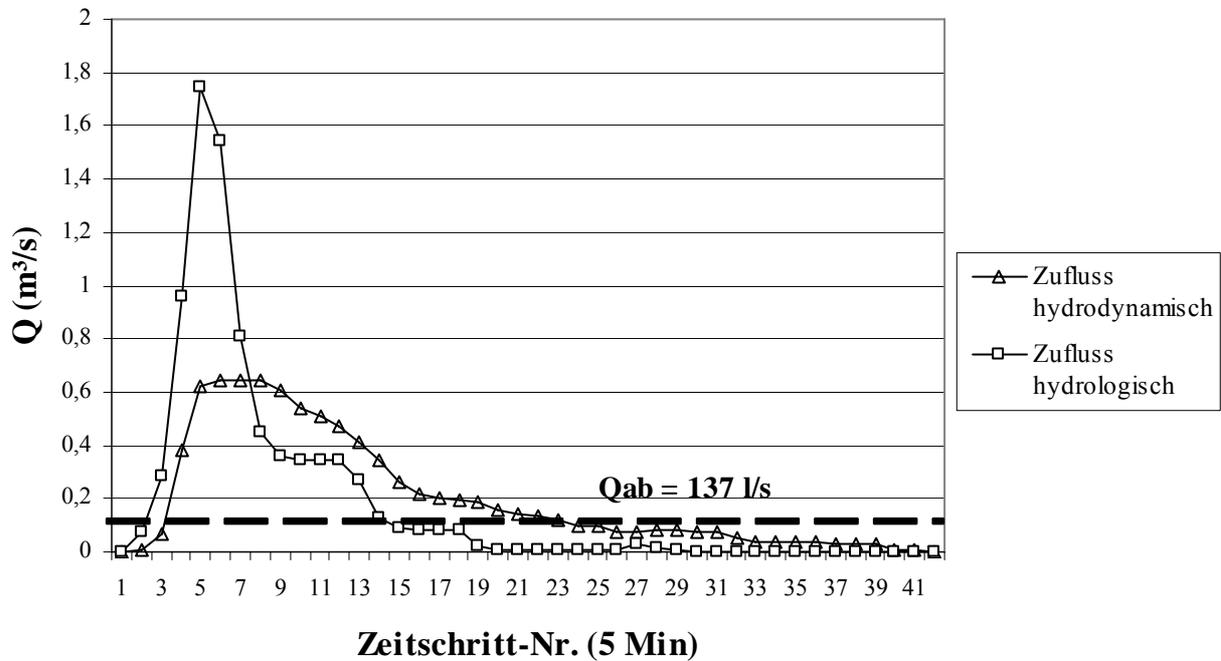


Abb. 11: Vergleich der Zuflussganglinien für das Ereignis vom 05.06.1963, Netz Of6

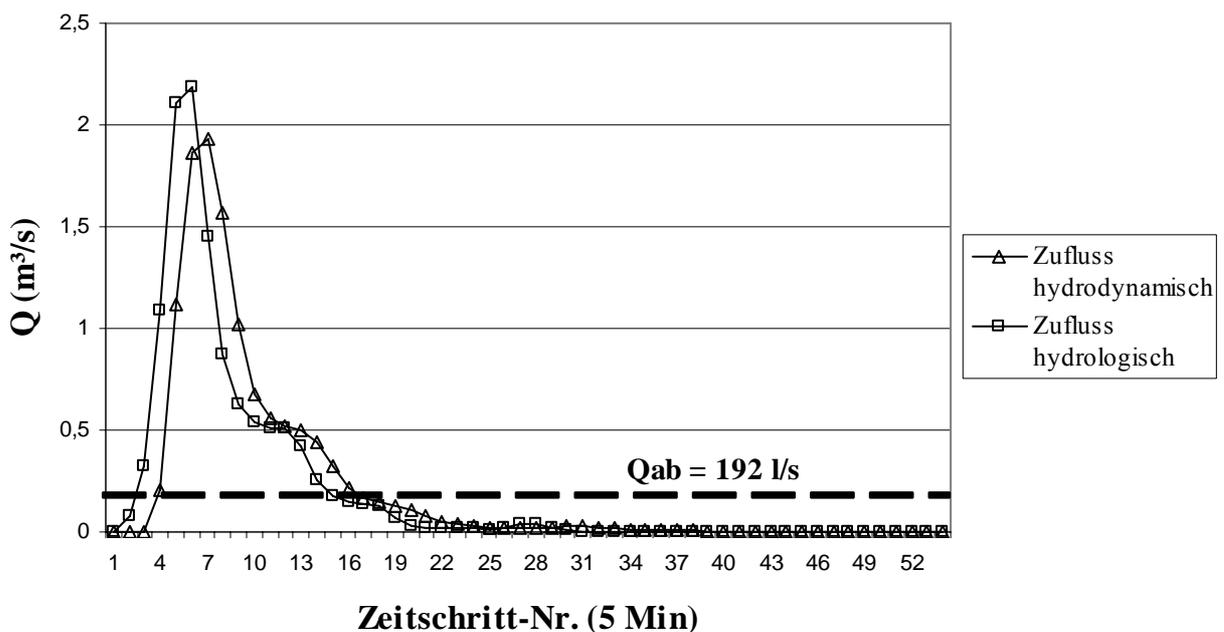


Abb. 12: Vergleich der Zuflussganglinien für das Ereignis vom 05.06.1963, Netz Sba

Der Vergleich der Zuflussganglinien für das System Of6 zeigt, dass die hydrodynamisch berechnete Zuflussganglinie eine deutlich geringere Spitze und eine wesentlich längere Zeitdauer bis zum Rückgang auf Trockenwetterabfluss aufweist. Das ist darauf zurückzuführen, dass Teile des Kanalnetzes bei diesem Ereignis Ein- bzw. sogar Überstau aufweisen. Der Überstau kann für dieses Ereignis als zulässig angesehen werden, da das Ereignis eine wesentlich höhere Intensität aufweist als der Bemessungsregen, für den das Netz saniert wurde. In Folge der lang andauernden Abflussganglinie mit starker Verzögerung ist das Volumen über dem Drosselabfluss (in den Diagrammen gestrichelt dargestellt) deutlich geringer als nach der hydrologischen Berechnung. In Folge der hohen Spitze bei der hydrologischen Berechnung, zu der es wegen der Nichtberücksichtigung der Rückstauinflüsse kommt, ist der durch die Drossel abgeleitete Regenwasseranteil deutlich geringer und damit das benötigte Rückhaltevolumen entsprechend höher.

Anders verhält es sich bei dem System Sba: Hier weisen beide Abflussganglinien ähnliche Spitzen und ähnliche Form auf, so dass das erforderliche Speichervolumen für das betrachtete Ereignis annähernd gleich ist. Das System ist in der Lage, auch den Abfluss von Niederschlägen, die eine höhere Intensität als der Bemessungsregen aufweisen, ohne nennenswerten Einstau abzuleiten. Daher ergeben sich bei der Volumenermittlung nach A117 nur sehr geringe Abweichungen in den Berechnungsergebnissen.

Der Vergleich für dieses Ereignis kann nur einen Anhalt für die Größe der Abweichung des erforderlichen Volumens liefern, nicht aber die genaue Größe der Abweichung. Diese ergibt sich durch Bestimmung der Ausgleichsfunktion für alle Ereignisse und weicht deshalb von den Ergebnissen dieses Ereignisses ab.

Die aufgezeigten Ursachen für die Abweichungen der Ergebnisse legen nahe, dass die Differenzen bei der Bemessung von Regenrückhaltebecken vor allem von Parametern abhängen, die das Leistungsvermögen und die Speicherfähigkeit des Netzes beschreiben. Hierunter sind in erster Linie die Parameter Geschwindigkeit, Netzvolumen, Neigung und Abflussvermögen bei Vollfüllung zu verstehen. Die Abhängigkeit der Unterschiede in den Berechnungsergebnissen zu diesen Parametern wurde mittels linearer und logarithmischer Regression untersucht. Dabei ergaben sich folgende Korrelationskoeffizienten:

Tabelle 7: Abhängigkeit der Ergebnisabweichungen von Parametern der Leistungsfähigkeit und des Speichervermögens

Untersuchter Parameter	Korrelationskoeffizient für	
	Lineare Regression	Logarithmische Regression
Mittlere Geschwindigkeit	0,222	0,231
Netzvolumen	0,611	0,608
Neigung	0,325	0,337
Abflussvermögen bei Vollfüllung	0,402	0,395
Rohrdurchmesser	0,756	0,816

Die Zahlen zeigen, dass eine Abhängigkeit lediglich von den Parametern Netzvolumen und mittlerem Rohrdurchmesser gegeben ist, wobei die Abhängigkeit von dem Rohrdurchmesser am deutlichsten ist; je geringer der mittlere Rohrdurchmesser ist, umso größer ist die zu erwartende Volumendifferenz. Diese Abhängigkeit ist in der folgenden Abbildung zusammen mit der Ausgleichsfunktion für die logarithmische Korrelation graphisch dargestellt.

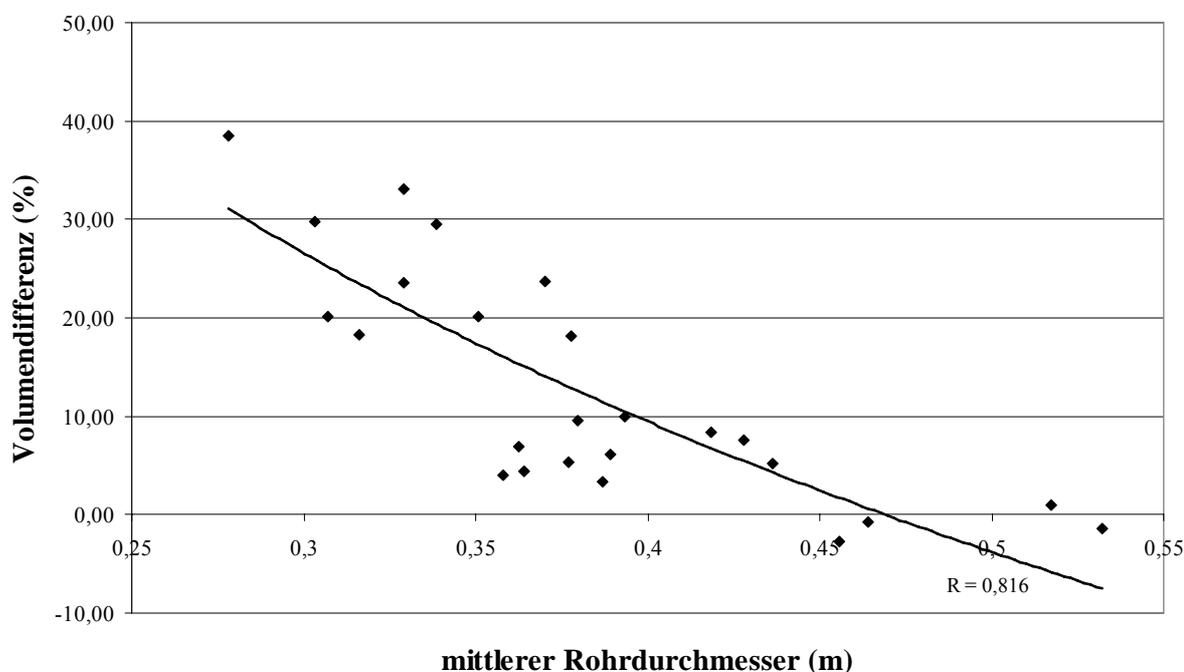


Abb. 13: Abhängigkeit der Volumendifferenz von dem mittleren Rohrdurchmesser für eine Häufigkeit  $n = 0,2$

Zur Überprüfung, ob die Abhängigkeit zwischen der Abweichung der Berechnungsergebnisse und dem Rohrdurchmesser sich „zufällig“ für die untersuchte Bemessungshäufigkeit  $n$  ergeben hat, wurde die Abhängigkeit ebenfalls für die anderen in der Kanalnetzberechnung üblichen Nachweis- und Bemessungshäufigkeiten  $n = 1, 0,5$  und  $0,33$  ermittelt. Es ergaben sich die in Tabelle 8 zusammengestellten Korrelationskoeffizienten.

Tabelle 8: Korrelationskoeffizienten in Abhängigkeit von der Häufigkeit

Bemessungshäufigkeit $n$	Korrelationskoeffizient	
	Lineare Korrelation	Logarithmische Korrelation
1,00	0,765	0,832
0,50	0,782	0,853
0,33	0,773	0,837
0,20	0,756	0,816

Man sieht, dass die Korrelationskoeffizienten alle in der gleichen Größenordnung liegen. Erstaunlich ist, dass die Abhängigkeit für die Häufigkeit  $n=0,5$ , für die die Kanalnetze in Hinblick auf Überstau ausgelegt wurden, am stärksten ausgeprägt ist. Für die anderen Häufigkeiten ist die Abhängigkeit etwas schwächer ausgeprägt.

Beispielhaft ist die Abhängigkeit für  $n=0,5$  in der folgenden Abbildung graphisch dargestellt.

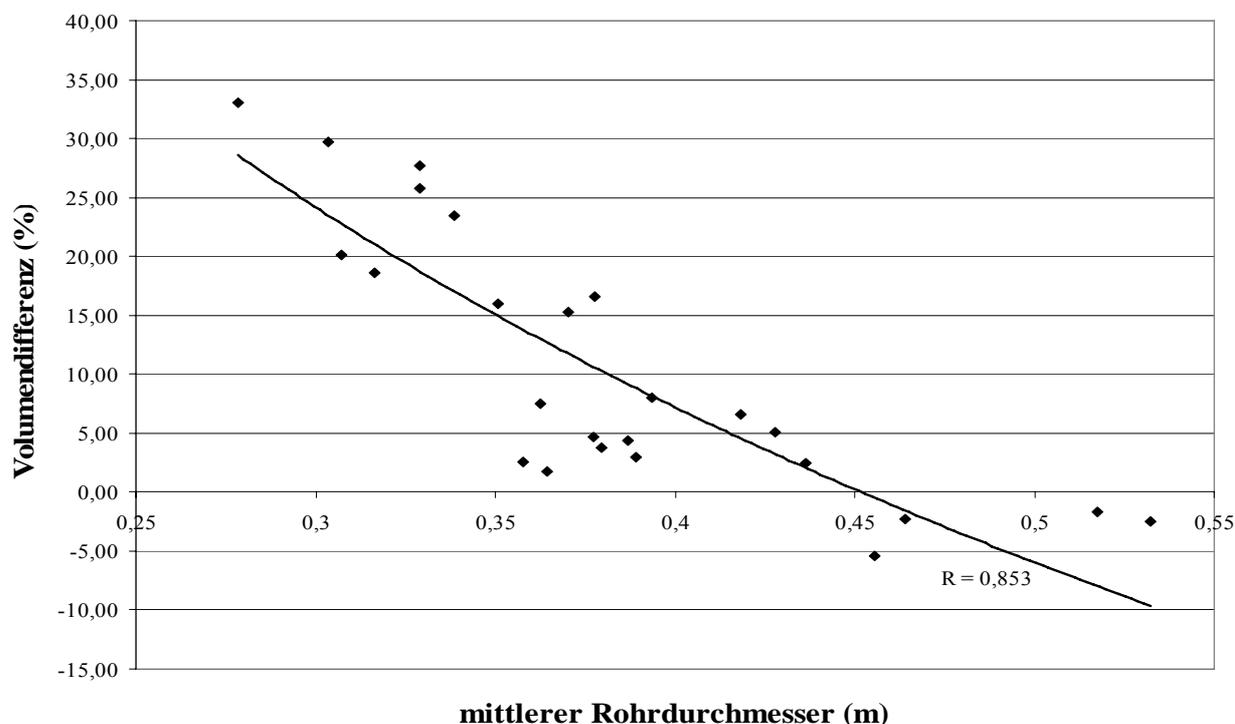


Abb. 14: Abhängigkeit der Volumendifferenz von dem mittleren Rohrdurchmesser für eine Häufigkeit  $n = 0,5$

Zu der Abhängigkeit zwischen Netzparametern und den Differenzen im ermittelten Beckenvolumen sei hier noch angemerkt, dass sich ganz eindeutige Abhängigkeiten nicht erwarten lassen, da die Kanalnetze eine gewisse Inhomogenität aufweisen. So kann es z.B. sein, dass ein Netzteil stark eingestaut ist, während die anderen ein hohes Abflussvermögen aufweisen; eventuell wird ein Einstau im Kanalnetz lediglich durch eine Haltung verursacht. Der Parameter dieser Haltung hat auf den entsprechenden Parameter des Gesamtnetzes aber nur minimalen Einfluss. Von daher kann die hier festgestellte Abhängigkeit zwischen den Abweichungen und der mittleren Querschnittsfläche als gut bezeichnet werden.

Die Querschnittsfläche der Haltungen hängt von zahlreichen Faktoren ab, wie z. B. Gefälle des Kanals oder angeschlossener abflusswirksamer Fläche. Dies lässt vermuten, dass sich z. B. für Netze, die eine geringe angeschlossene Fläche oder ein geringes Gefälle aufweisen, eine andere Abhängigkeit ergibt als für Netze mit großer Fläche bzw. hohem Gefälle. Daher wurden die Ergebnisse der Volumenabweichung in Abhängigkeit von der Querschnittsfläche in jeweils zwei Gruppen unterteilt. Für jede der Gruppen wurde erneut die Abhängigkeit der Volumenabweichung von der Querschnittsfläche mit-

tels Ausgleichsfunktion bestimmt. Erstaunlicherweise ergab sich für die untersuchten Gruppen kein stärkerer Zusammenhang als für die Gesamtzahl der Netze. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die oben bereits erwähnte Inhomogenität bezüglich des Abflussvermögens einen starken Einfluss aufweist und dass die Querschnittsfläche der einzelnen Haltungen sich nicht kontinuierlich, sondern sprunghaft ändert, nämlich von einem verfügbaren Rohrdurchmesser auf den nächst größeren.

Zusammengefasst ergeben sich für die Kanalnetze der Gruppe 1 erhebliche Abweichungen bei hydrologischer bzw. hydrodynamischer Bemessung von Regenrückhaltebecken; die Abweichungen werden umso größer, je kleiner der mittlere Rohrdurchmesser des Kanalnetzes wird.

### **7.3 Vergleichsberechnungen für die Netze der Gruppen 2 und 3**

Im Anschluss an die Untersuchungen für die Netze der Gruppe 1 wurden die Simulationen zur Bemessung der Regenrückhaltebecken für die Netze der Gruppen 2 und 3 vorgenommen. Die Vorgehensweise der Ermittlung des benötigten Regenrückhalteräume entspricht der zuvor beschriebenen. Allerdings zeigte sich bei der Bemessung der Regenrückhalteräume für die Netze der Gruppe 3, dass eine geeignete Bestimmung der Ausgleichsfunktion und somit des erforderlichen Rückhaltevolumens schwierig bzw. unmöglich ist.

Beispielhaft sind in Abbildung 15 die Ergebnisse der Berechnungen zur Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das Netz Mue dargestellt. Die Ergebnisse haben sich für die hydrodynamische Berechnung ergeben. Es zeigt sich, dass bis zu einer Wiederkehrzeit von rd. 3 Jahren kein Speichervolumen benötigt wird. Für Wiederkehrzeiten  $T$  größer als drei Jahre zeigt sich keine homogene Verteilung. Wegen dieses Verlaufs der Verteilungsfunktion und da nur für zehn Ereignisse ein Einstau im angeordneten Becken erfolgt ist die Bestimmung des erforderlichen Speichervolumens mit deutlichen Unsicherheiten behaftet.

Grund für diese Ergebnisse ist, dass die Größe des Direkteinzugsgebietes des Regenrückhaltebeckens vergleichsweise gering ist und die vorgeschalteten Entlastungen geringere Regenabflussspenden aufweisen als das Regenrückhaltebecken. Daher kommt es für die Mehrzahl der Niederschlagsereignisse zu keiner Speicherung im Becken.

Da bei allen Netzen der Gruppe 3 das Direkteinzugsgebiet des Sonderbauwerks am Systemende vergleichsweise gering ist, zeigte sich bei all diesen Netzen eine ähnliche Verteilungsfunktion. Daher – und weil die Anordnung eines Regenrückhaltebeckens am Ende eines ausgedehnten Kanalnetzes unüblich ist – wurde auf einen Vergleich der berechneten Beckenvolumina für die Netze der Gruppe 3 verzichtet.

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

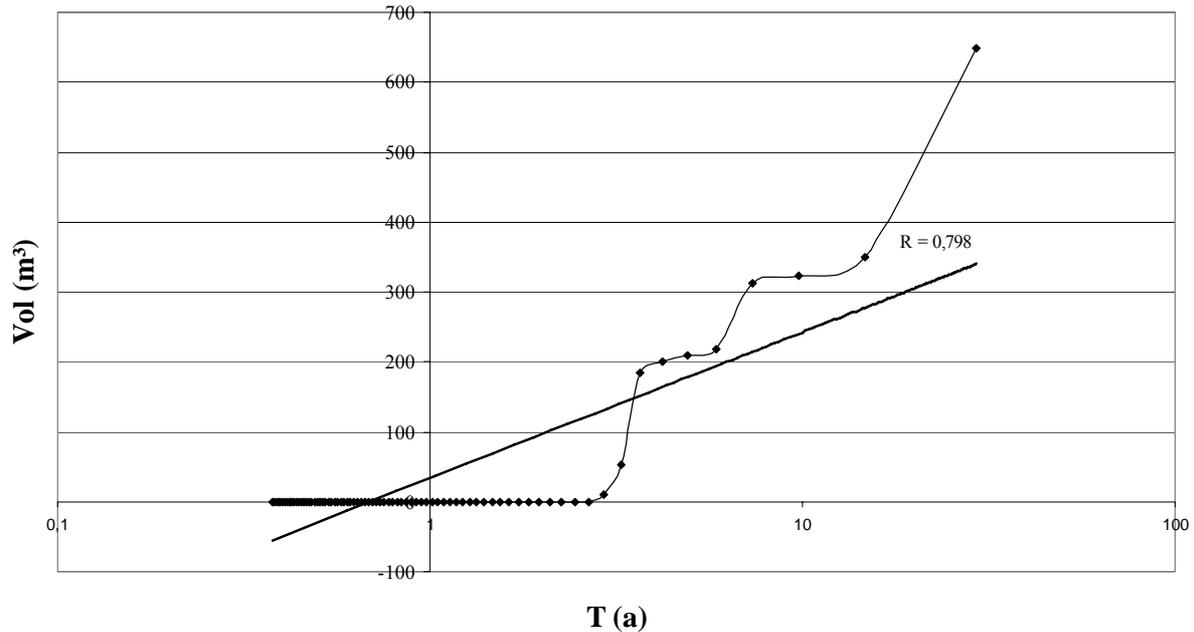


Abb. 15: Abhängigkeit des erforderlichen Speichervolumens von der Wiederkehrzeit – RRB Mue hydrodynamisch

Die Bestimmung des erforderlichen Speichervolumens mit anschließendem Vergleich erfolgte somit nur für die Netze der Gruppe 2. Im Anschluss an die Simulationen wurden die Volumina analog zu der Vorgehensweise für die Netze der Gruppe 1 bestimmt. Im Anschluss daran wurden die Abweichungen in den Berechnungsergebnissen wiederum dem Netzparameter „mittlerer Rohrdurchmesser“ gegenübergestellt.

Die Ergebnisse der Volumenbestimmung sind in der folgenden Tabelle für die Häufigkeit  $n = 0,2$  zusammengestellt.

Tabelle 9: Vergleich der Ergebnisse der Bemessung der Regenrückhaltebecken - Netze der Gruppe 2

Kanalnetz	Erforderliches Volumen (m³)		Abweichung (%)
	hydrodynamisch	Hydrologisch	
Teg	811	791	-2,47
Eck	4961	5839	17,70
Ber	1532	1635	6,72
Ste	890	1022	14,83
RBa	552	733	32,79
Bu9	1663	1763	6,01
Rau	4166	4212	-1,32

Die anschließende Untersuchung der Abhängigkeit zwischen der Abweichung in den Be-

rechnungsergebnissen und dem Parameter mittlerer Rohrdurchmesser ergab für diese Netze keinerlei Abhängigkeit. Die Korrelationskoeffizienten für die untersuchten Häufigkeiten sind in der folgenden Tabelle angegeben.

Tabelle 10: Zusammenhang zwischen den Ergebnisabweichungen und dem Parameter Mittlerer Rohrdurchmesser - Netze der Gruppe 2

Häufigkeit n (-)	Korrelationskoeffizient R (-)
0,2	0,367
0,33	0,189
0,5	0,069
1,0	0,220

Zur Verdeutlichung des fehlenden Zusammenhangs zwischen Rohrdurchmesser und Abweichung ist in der folgenden Abbildung diese Beziehung beispielhaft für die Häufigkeit  $n = 0,2$  dargestellt.

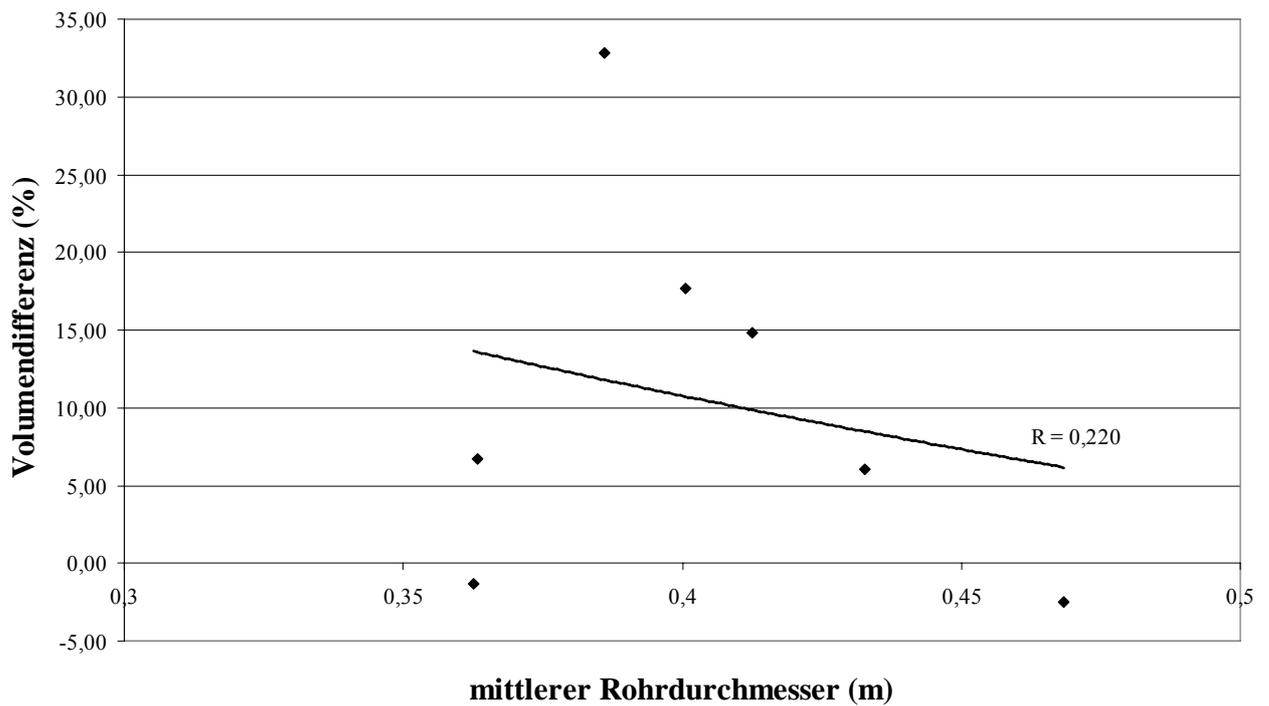


Abb. 16: Abhängigkeit der Volumendifferenz von dem mittleren Rohrdurchmesser für eine Häufigkeit  $n = 0,2$

Man erkennt leicht, dass keinerlei Abhängigkeit vorhanden ist. Diese Tatsache mag auf den ersten Blick erstaunlich sein, bei genauerer Betrachtung der Berechnungsergebnisse ergibt sich aber eine schlüssige Begründung hierfür. Beispielhaft wird diese an dem Netz „Ber“ erläutert. Dieses Netz weist neben dem Regenrückhaltebecken am Systemende einen Regenüberlauf auf, über den rd. 60 % der abflusswirksamen Fläche des Gesamtnetzes entwässert wird. Die folgende Skizze zeigt schematisch die Struktur des Netzes.

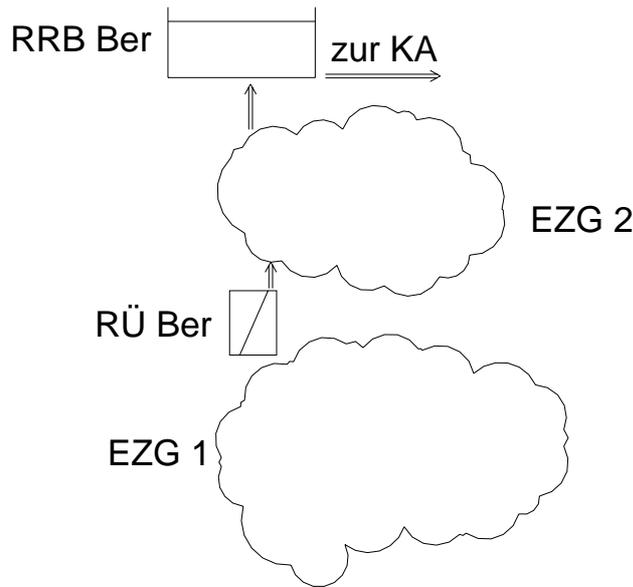


Abb. 17: Aufbau des Netzes Ber

Die Berechnungen zeigten, dass an dem Regenüberlauf, der dem Rückhaltebecken vorgeschaltet ist, bei der hydrologischen Berechnung bereits ein deutlich höherer Anteil des Gesamtabflusses entlastete als bei der hydrodynamischen Berechnung. Beispielhaft sind für das Ereignis vom 05.06.1963 die hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Zuflussganglinien für den Regenüberlauf dargestellt. Zugleich ist der an dem Regenüberlauf weiter geleitete Mischwasserabfluss in der Größe von 97 l/s dargestellt. Man erkennt in der Abbildung 18, dass die Zuflussganglinie bei der hydrologischen Simulation erwartungsgemäß eine deutlich höhere Spitze und steilere Form aufweist als bei der hydrodynamischen Simulation. Dadurch wird das Entlastungsvolumen an dem Regenüberlauf größer. Bei der hydrodynamischen Berechnung hingegen gelangt mehr Abfluss zum Regenrückhaltebecken mit der Folge, dass das benötigte Regenrückhaltebecken größer ausfallen müsste. Dieser Einfluss wird allerdings durch das Abflussverhalten des unterhalb gelegenen Einzugsgebietes mehr als kompensiert, so dass in der Summe beider Einflüsse sich aus der hydrologischen Berechnung ein größeres Volumen ergibt.

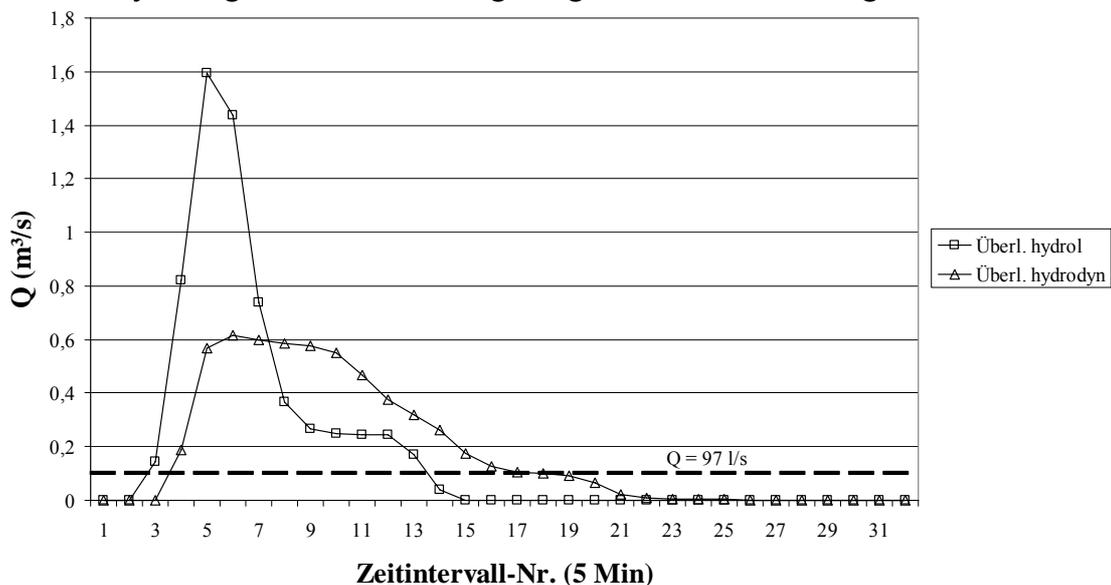


Abb. 18: Überlaufganglinien RÜ Ber für das Ereignis vom 05.06.63

Die deutlichen Unterschiede in der Entlastungstätigkeit an dem vorgeschalteten Regenüberlauf kompensieren in diesem Beispiel annähernd die Unterschiede, die sich aus der Simulation des Abflussverhaltens des Direkteinzugsgebietes des Regenrückhaltebeckens ergeben. Das nach der hydrologischen Berechnung mehr entlastete Volumen an dem Regenüberlauf entspricht in etwa dem Volumen, das nach der hydrodynamischen Simulation zusätzlich durch die Drossel am Regenrückhaltebecken abfließt. Daher ist die Volumendifferenz bei der Bemessung des Regenrückhaltebeckens geringer als nach den Gebietsparametern zu erwarten.

Weist folglich ein Regenrückhaltebecken eine oder mehrere vorgeschaltete Entlastungsanlagen auf, so können bei der hydrologischen Simulation die Einflüsse, die zu einer Erhöhung des Beckenvolumens durch die Überschätzung der Abflussspitze führen, durch die höhere Entlastung an dem vorgeschalteten Sonderbauwerk kompensiert werden. Denkbar ist auch, dass – je nach den Eigenschaften des Berechnungsgebietes – sich diese Einflüsse nicht annähernd aufheben, sondern sich verstärken. Die Ungenauigkeiten nehmen also zu, so dass eine Aussage darüber, mit welcher Genauigkeit die Bemessung erfolgt, nahezu unmöglich ist. Daher ist in solchen Fällen von der Anwendung eines hydrologischen Modells ohne Gebietsanalyse und ggf. Anpassung des Modells abzuraten.

#### **7.4 Vergleich der Ergebnisse der Langzeitsimulation mit den Ergebnissen des einfachen Verfahrens**

Nicht Inhalt dieser Arbeit, aber als Nebenprodukt interessant ist ein Vergleich der Ergebnisse der Langzeitsimulation mit denen des einfachen Verfahrens, das für alle Netze der Gruppen 1 und 2 Anwendung finden kann. Dieser Vergleich gibt Aufschluss darüber, wie genau die Bestimmung des Beckenvolumens mit dem einfachen Verfahren erfolgt.

Zur Beantwortung dieser Frage wurden für die Netze der Gruppen 1 und 2 die erforderlichen Volumina nach dem einfachen Verfahren bestimmt und anschließend mit den Ergebnissen der hydrodynamischen und hydrologischen Berechnungen verglichen. Die Ermittlung des Beckenvolumens nach dem einfachen Verfahren erfolgte mit einem Zuschlagsfaktor von 1,2.

##### Netze der Gruppe 1

Die Berechnungsergebnisse sind in der folgenden Tabelle 11 gegenüber gestellt. Graphisch dargestellt sind die Abweichungen der Berechnungsergebnisse in den Diagrammen 20 und 21. Die Netze wurden dabei nach dem mittleren Rohrdurchmesser geordnet, und zwar nach zunehmender Größe. Die Abweichung gibt an, um wie viel Prozent die Größe des Beckenvolumens nach dem einfachen Verfahren von dem der Langzeitsimulation abweicht; die Bezugsgröße ist jeweils das bei der Langzeitsimulation ermittelte Volumen.

Tabelle 11: Vergleich der Ergebnisse der Langzeitsimulation und dem einfachen Verfahren - Netze der Gruppe 1

Gebiet	mittl. DN (m)	Abweichungen (%) des einfachen Verfahrens zu den Ergebnissen der	
		hydrodynamischen Simulation	hydrologischen Simulation
R23	0,278	58,6	38,6
Ez2	0,303	46,7	29,8
R24	0,307	37,2	20,1
Ez3	0,316	35,7	18,3
No5	0,329	58,8	23,6
Bu29	0,329	53,1	33,1
Of6	0,339	48,2	29,6
Ufe	0,351	21,8	20,1
Ez1	0,358	19,0	4,0
Pat	0,362	21,6	6,9
Mim	0,364	18,8	4,4
Lin	0,370	38,2	23,7
Ez5	0,377	20,6	5,3
Mi1	0,378	35,0	18,1
Bu19	0,379	38,0	9,6
Pru	0,387	17,8	3,3
No6	0,389	20,8	6,1
Bu8	0,393	26,1	10,0
Pfe	0,418	22,4	8,3
Mi2	0,428	22,3	7,6
Alt	0,436	18,3	5,2
Of4	0,456	15,9	-2,7
Sba	0,464	12,1	-0,8
Gst	0,517	14,0	1,0
Mi3	0,532	12,1	-1,5
		i. M. 29,3	i. M. 12,9

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

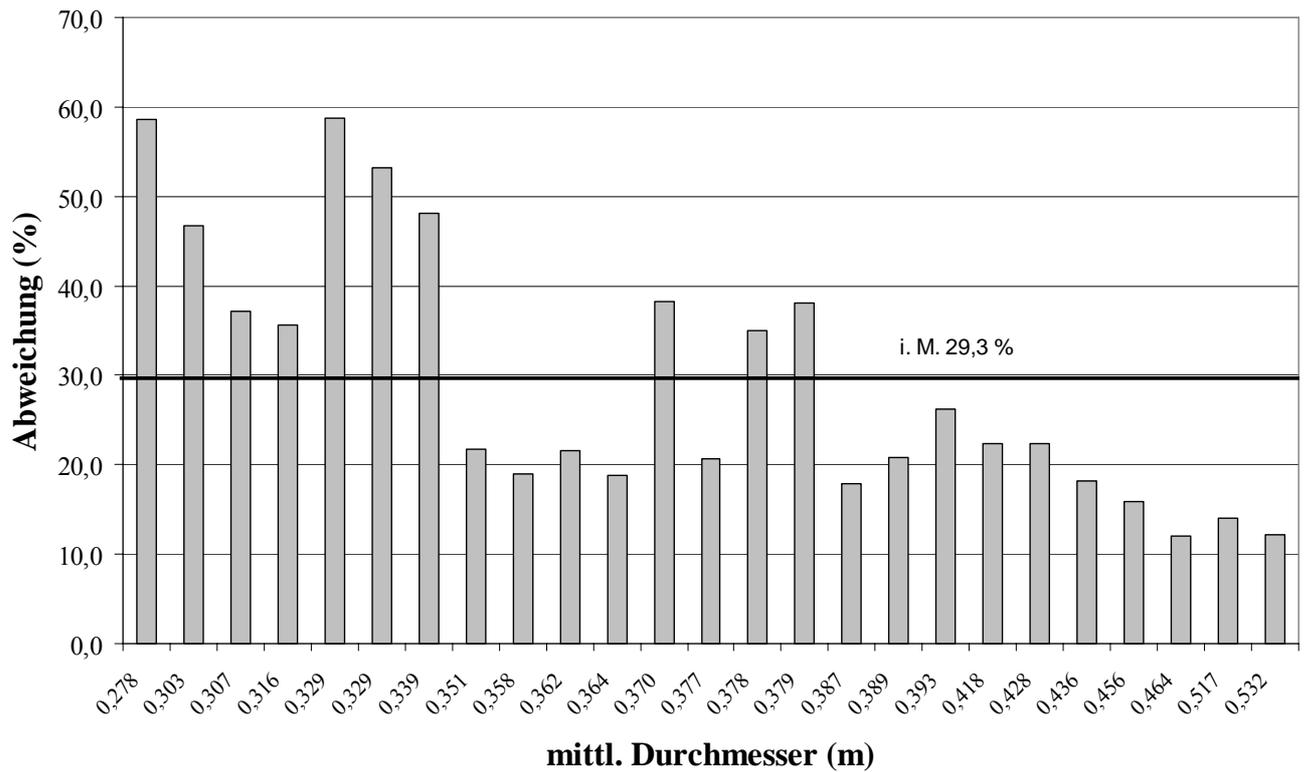


Abb. 19: Abweichung der Ergebnisse der vereinfachten Berechnung von den Ergebnissen der hydrodynamischen Langzeitsimulation

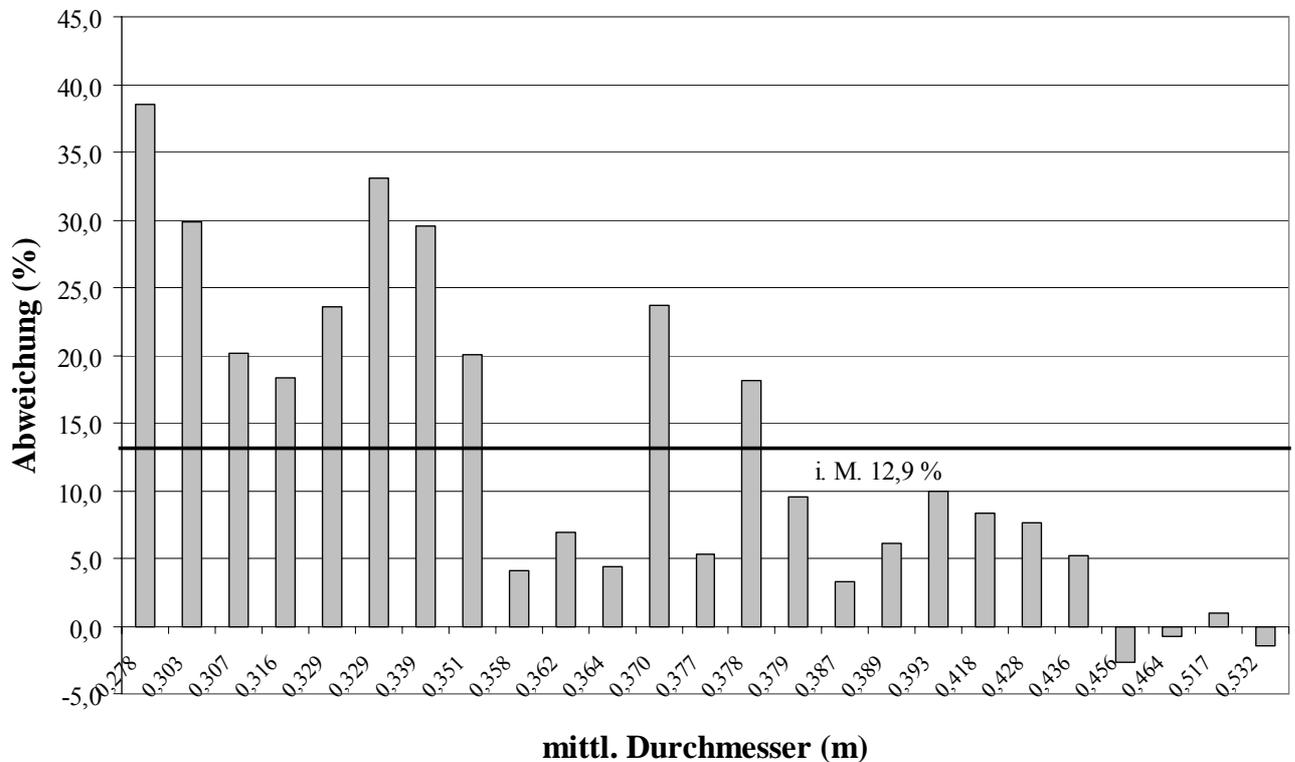


Abb. 20: Abweichung der Ergebnisse der vereinfachten Berechnung von den Ergebnissen der hydrologischen Langzeitsimulation

Die Zahlen und die grafischen Darstellungen zeigen, dass die Volumina, die mit dem einfachen Verfahren berechnet werden, im Vergleich zu der hydrodynamischen Langzeitsimulation deutlich höher ausfallen. Im Mittel ergibt sich eine Abweichung von 29,3 % bei einer maximalen Abweichung von mehr als 50 % und einer minimalen Abweichung von immer noch mehr als 10 %. Nach diesen Ergebnissen ist der Ansatz eines Zuschlagsfaktors von 1,2 in keinem Fall gerechtfertigt; bei weniger als einem Drittel der Netze ist nach diesen Ergebnissen der Ansatz eines Zuschlagsfaktors in einer Größenordnung von bis zu 10 % gerechtfertigt. Die Becken werden nach dem Ansatz, der dem einfachen Bemessungsverfahren zu Grunde liegt, häufig überdimensioniert. Grund hierfür kann sein, dass der Einfluss von Folgeregen bei einem gewählten Zuschlagsfaktor von 1,2 überschätzt wird.

Allerdings ist eine „exakte“ Bemessung mittels Langzeitsimulation nur dann möglich, wenn entsprechend lange örtlich repräsentative Niederschlagsaufzeichnungen vorliegen, die für eine Langzeitsimulation benötigt werden.

Im Vergleich zu den Ergebnissen der hydrologischen Simulation fällt die Überdimensionierung nach dem einfachen Verfahren längst nicht so deutlich aus. Hier ergibt sich eine mittlere Abweichung von 12,9 % bei einer maximalen Abweichung von rd. 40 %. Bei einigen Netzen ergibt sich bei der Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren sogar ein kleineres Volumen.

Für beide Berechnungsverfahren lässt sich eine Abhängigkeit zwischen der Volumenabweichung und dem mittleren Rohrdurchmesser erkennen: Je größer der mittlere Rohrdurchmesser wird, umso geringer wird die Abweichung zwischen den Berechnungsergebnissen.

### Netze der Gruppe 2

Die Abweichungen der Berechnungsergebnisse sind in der folgenden Tabelle gegenübergestellt. Die Netze sind dabei wiederum nach dem mittleren Rohrdurchmesser geordnet.

Tabelle 12: Vergleich der Ergebnisse der Langzeitsimulation und dem einfachen Verfahren - Netze der Gruppe 2

Gebiet	mittl. DN (m)	Abweichungen (%) des einfachen Verfahrens zu den Ergebnissen der	
		hydrodynamischen Simulation	hydrologischen Simulation
Rau	0,362	18,7	17,4
Ber	0,363	42,4	33,4
RBa	0,386	94,7	46,7
Eck	0,401	39,9	18,8
Ste	0,413	46,0	27,1
Bu9	0,433	3,8	-2,0
Teg	0,468	10,2	12,5
		i. M. 36,5	i. M. 22,0

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

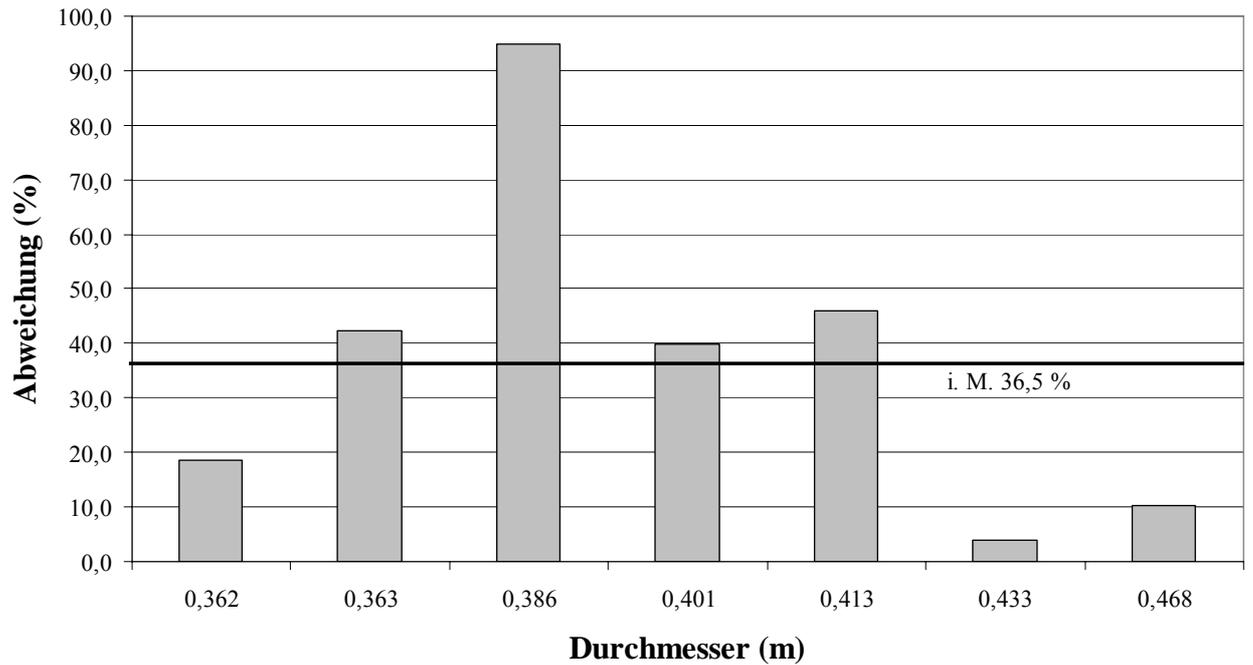


Abb. 21: Abweichung der Ergebnisse der hydrodynamischen LZS von der vereinfachten Berechnung, Netze der Gruppe 2

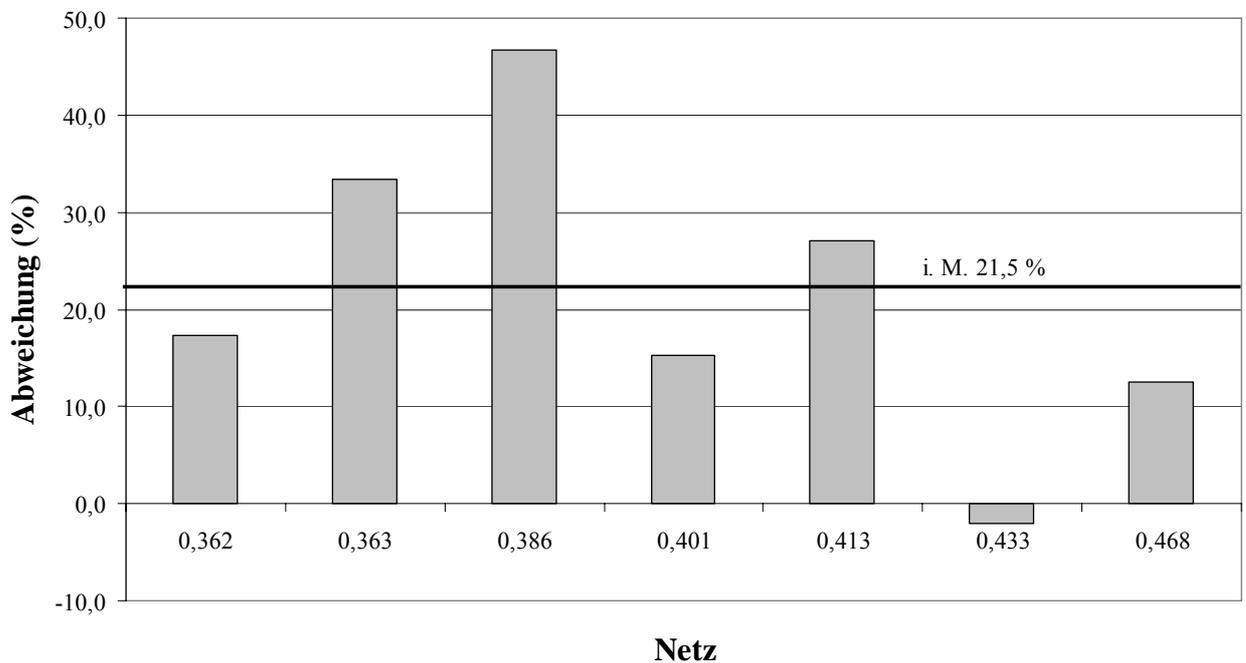


Abb. 22: Abweichung der Ergebnisse der hydrologischen LZS von der vereinfachten Berechnung, Netze der Gruppe 2

Die Abweichungen zwischen dem Volumen nach dem einfachen Verfahren und dem mittels Langzeitsimulation ermittelten sind für die Netze der Gruppe 2 deutlich größer als

für die der Gruppe 1. Dies legt die Vermutung nahe, dass das einfache Bemessungsverfahren nach A117 bei größeren komplexeren Netzen zu einer Überschätzung des benötigten Beckenvolumens neigt. Eine Ursache hierfür kann sein, dass der Drosselabfluss von oberhalb gelegenen Systemteilen beim einfachen Verfahren vom Drosselabfluss des zu bemessenden Regenrückhaltebeckens abgezogen wird; es wird also angenommen, dass der Drosselabfluss oberhalb gelegener Systemteile ohne zeitliche Verzögerung am betrachteten Standort eintrifft. Bei der Langzeitsimulation hingegen wird diese zeitliche Verzögerung erfasst. In Folge der Verzögerung ergibt sich eine länger andauernde Abflussganglinie; der durch die Drossel abfließende Regenanteil nimmt zu, so dass weniger Volumen gespeichert werden muss und das erforderliche Beckenvolumen kleiner wird. Die Bestimmung des Beckenvolumens mittels Nachweisrechnungen bilden die tatsächlichen Vorgänge besser ab als das Näherungsverfahren.

Eine Abhängigkeit zwischen der Volumenabweichung und dem mittleren Rohrdurchmesser ist nicht gegeben. Der wesentliche Grund hierfür ist darin zu sehen, dass diese Netze Vorentlastungen aufweisen; an diesen Vorentlastungen wird ein annähernd konstanter Abfluss zum Regenrückhaltebecken weitergeleitet. Damit ist der Einfluss auf die Bemessung des Regenrückhaltebeckens beinahe unabhängig davon, ob das Teilgebiet einen geringen oder einen großen mittleren Rohrdurchmesser aufweist. Der mittlere Rohrdurchmesser des Gesamtgebietes hängt aber wesentlich von dem der Teilgebiete ab.

Nach den hier festgestellten Ergebnissen ergeben sich bei einem Vergleich der Ergebnisse von hydrologischer und hydrodynamischer Langzeitsimulation zu dem einfachen Verfahren deutliche Unterschiede. Es sollte für eine wirtschaftliche Beckenbemessung das genauere Verfahren der hydrodynamischen Langzeit-Seriensimulation oder zumindest das der hydrologischen Langzeitsimulation angewendet werden. Ein Vorteil der hydrodynamischen Berechnung ist, dass hierbei die Berechnungsungenauigkeiten am kleinsten sind, da Einflüsse wie Einstau oder die Zwischenspeicherung eines Teils des Abflusses in Folge von der Drosselung an Sonderbauwerken berücksichtigt wird.

## **7.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach A 117**

Wie zu erwarten ergaben sich für die Netze der Gruppe 1 aus den Ergebnissen der hydrologischen Simulation für die Mehrheit der Netze größere erforderliche Volumina der Regenrückhalteräume. Ursache hierfür ist, dass es in der Realität bei vielen Netzen bei Starkregenereignissen zu Ein- bzw. Überstau kommt. Da die für die Bemessung der Regenrückhalteräume relevanten Ereignisse zum Großteil Starkregenereignisse sind und es bei diesen zu Ein- bzw. Überstau kommt, wird eine im ATV-DVWK-Regelwerk genannte Anwendungsgrenze für hydrologische Modelle nicht eingehalten; die hydrologischen Berechnungsergebnisse sind ungenau und überschätzen im Vergleich zu den hydrodynamischen Berechnungen wegen der zu hohen ermittelten Abflüsse das erforderliche Beckenvolumen. Die Abweichungen werden mit zunehmendem mittleren Rohrdurchmesser ebenfalls größer.

Die Ergebnisse wurden für eine Regenabflusspende im Drosselabfluss von  $20 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$  abgeleitet. Die Annahme dieses Wertes hat sich bei Projektbearbeitungen der für die Vergleichsberechnungen herangezogenen Kanalnetze als sinnvoll erwiesen. Bei Wahl

einer geringeren Regenabflussspende nehmen die Unterschiede zwischen den Berechnungsverfahren ab, während diese bei höheren Regenabflussspenden zunehmen.

Bei den Netzen der Gruppe 2 ließ sich keine eindeutige Tendenz erkennen; je nach Netzkonfiguration verstärken oder kompensieren sich bei der hydrologischen Berechnung die Ungenauigkeiten bei der Berechnung der einzelnen Teilgebiete.

Um die Anwendbarkeit hydrologischer Modelle zu überprüfen, sollten zunächst für ausgewählte Niederschlagsereignisse hydrodynamische Vergleichsberechnungen durchgeführt werden. Sollte die Analyse dieser Ergebnisse zeigen, dass das betreffende Netz Ein- bzw. Überstau aufweist, sollte nach den hier vorgestellten Ergebnissen von der Anwendung hydrologischer Modelle Abstand genommen werden, wenn nicht Maßnahmen zur Modellanpassung vorgenommen werden.

Möglichkeiten zur Erfassung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Kanalnetze in hydrologischen Modellen werden in Kapitel 9 beschrieben. Dort wird auch untersucht, ob durch diese Maßnahmen zufrieden stellende Ergebnisse zu erwarten sind oder ob selbst bei Berücksichtigung von Ein- und Überstau noch deutlich abweichende Berechnungsergebnisse zu erwarten sind.

## **8 Durchführung der Vergleichsberechnungen zur Dimensionierung von Regenüberlaufbecken nach dem ATV-Arbeitsblatt A128**

Bei der Beschreibung der Vorgehensweise bei Anwendung des Nachweisverfahrens nach A 128 in Kapitel 2.8 wurde ausgeführt, dass das Kanalnetz für die Vorberechnung so zu verändern ist, dass die anfallenden Mischwasserabflüsse vollständig und rückstaufrei zum fiktiven Zentralbecken abgeleitet werden. Dazu werden die Drosselabflüsse in der Vorberechnung so hoch gesetzt, dass es zu keiner Speicherung in den im Netz vorhandenen Becken kommt; bei Überlastung einzelner Kanalstränge werden die Querschnitte dieser Stränge so vergrößert, dass es zu keinen rechnerischen Überlastungen mehr kommt.

Aus der geschilderten Vorgehensweise folgt ein wesentlicher Unterschied bei Anwendung eines hydrologisch-deterministischen Modells gegenüber der eines hydrologisch-hydrodynamischen deterministischen Modells: In der Vorberechnung kann bei Anwendung eines hydrologischen Modells die Betrachtung der Rückstaufreiheit entfallen, da keine Wasserstände berechnet werden. Somit müssen lediglich die Drosselabflüsse verändert werden, um Entlastungen und Speicherung zu vermeiden; die Ansätze für Abflussverformung und –transformation bleiben unverändert. Damit wird auch der Forderung des ATV-Arbeitsblattes A128 entsprochen, bei der Vorberechnung die gleichen Ansätze wie bei der Berechnung des tatsächlichen Systems zu verwenden.

Anders hingegen sieht die Anwendung eines hydrodynamischen Modells aus. Hier müssen ebenfalls die Drosselabflüsse an den Entlastungsanlagen und Speicherbauwerken erhöht werden. Um den Abfluss rückstaufrei durch das unterhalb gelegene Netz abzuleiten, müssen die Dimensionen dieser Netzabschnitte entsprechend vergrößert werden. Ebenfalls ist zu untersuchen, ob andere Haltungen Einstau aufweisen; alle Haltungen mit Rückstau müssen vergrößert werden, bis ihre Leitungsfähigkeit ausreicht, den Mischwasserabfluss ohne Einstau abzuleiten.

Die Querschnittserweiterungen haben zur Folge, dass das Netz der Vorberechnung bei hydrodynamischer Berechnungsweise sich erheblich von dem tatsächlichen Netz unterscheiden kann. Bei den Berechnungen am fiktiven und tatsächlichen Netz kommen zwar die gleichen Ansätze zur Anwendung, aber auf Grund der geänderten Rohrdurchmesser kommt es zu Unterschieden bei der Abflussberechnung; die Speicherwirkung des Netzes, die durch die Drosselstrecken entsteht, wird außer Kraft gesetzt. Je nach Verhalten des Netzes in Hinblick auf das Ein- und Übertaustauverhalten kann es bei einer Vielzahl von Regenereignissen zu einer Beschleunigung des Abflussvorgangs kommen.

Ob und wie sich die beschriebenen Konsequenzen bei Anwendung des Nachweisverfahrens nach ATV A128 auf das erforderliche Beckenvolumen auswirken, wird im Folgenden untersucht.

### **8.1 Verwendete Regenreihe des Deutschen Wetterdienstes**

Zur Berechnung der CSB-Jahresfracht im Nachweisverfahren sind nach ATV A128 langjährige Niederschlagsreihen zugrunde zu legen, die einen möglichst guten Bezug zur Örtlichkeit aufweisen, mindestens 10 Jahre umfassen und die Grundgesamtheit des örtlichen

Niederschlagsgeschehens repräsentieren sollen. In [64] wird abweichend davon ausgesagt, dass die Ansprüche des Arbeitsblattes an die Niederschlagsauswertung unverhältnismäßig hoch angesetzt sind. Erfahrungen hätten gezeigt, dass alleine zur Verteilung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens auf der Basis von Vergleichsrechnungen auch die Verwendung eines einzelnen mittleren Niederschlagsjahres, ja sogar eines noch kürzeren Zeitraumes ausreichen würde.

In Bayern wurden basierend auf dieser Aussage so genannte repräsentative Niederschlagsjahre festgelegt [65]. Für jeden Ort in Bayern ist vorgegeben, welches Niederschlagsjahr welcher Messstation zu verwenden ist. Die Festlegung ist im Wesentlichen von der Lage des Einzugsgebietes abhängig und in zweiter Linie von der Regenabflussspende des Zuflusses zur Kläranlage und dem erforderlichen spezifischen Speichervolumen. Auf Grund der Einteilung Bayerns in Einzugsbereiche von vorgegebenen Niederschlagsmessstationen ist die Repräsentativität der Niederschlagsreihe für das örtliche Niederschlagsgeschehen nicht gegeben, so dass die Ergebnisse die örtlichen Verhältnisse nur bedingt widerspiegeln. Zu der Verteilung des erforderlichen Speichervolumens im Einzugsgebiet auf der Basis von Vergleichsberechnungen scheint diese Vorgehensweise aber gerechtfertigt.

Die überwiegende Mehrzahl der für die Untersuchung herangezogenen Netze liegt im Repräsentanzbereich der Station Nürnberg mit dem Jahr 1977 als maßgebliche Regenreihe. Aus diesem Grunde wurden alle Vergleichsberechnungen nach dem Arbeitsblatt A128 mit dieser Jahresreihe durchgeführt. Die Niederschlagshöhe dieses Jahres beträgt 644 mm.

Für die Berechnung mit dem hydrologischen Modell KOSIM war keine Aufbereitung der Niederschlagsreihe erforderlich, während für die hydrodynamische Berechnung das Niederschlagskollektiv wiederum in Einzelereignisse unterteilt wurde. Eine Trennung in zwei Ereignisse wurde dann vorgenommen, wenn zwischen zwei Niederschlägen eine niederschlagsfreie Zeit von mindestens 24 Stunden Dauer lag. Dieses Trennkriterium hatte sich in den vorangegangenen Kanalnetzrechnungen als ausreichend erwiesen. Die Niederschlagsreihe wurde so in 168 Einzelereignisse unterteilt.

Im Anschluss wurde nach der unter 5.2 beschriebenen Vorgehensweise für jedes Ereignis der Anfangsverlust bestimmt, ausgehend von einem maximalen Anfangsverlust von 1,5 mm, der aufgeteilt wurde in einen Benetzungsverlust von 0,5 mm und einen Muldenverlust von 1,0 mm. Für die Berechnung werden nur solche Ereignisse herangezogen, deren Effektivniederschlag mindestens 1,5 mm betrug und deren maximale Niederschlagsspende größer als  $1 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$  war. Durch diese Auswahlkriterien wurde die Niederschlagsreihe auf 37 Ereignisse mit einer Niederschlagssumme von 507,3 mm reduziert; die für die Berechnungen herangezogenen Ereignisse weisen ca. 79 % des gefallenen Jahresniederschlags auf. Berechnungen im Rahmen mehrerer Projekte, die mit dem gleichen repräsentativen Niederschlagsjahr als Belastung durchgeführt wurden, haben gezeigt, dass in der Niederschlagsreihe alle Ereignisse enthalten sind, die zu einer Entlastung führen.

Um einen Überblick über die Intensität der Einzelereignisse zu erhalten, wurden die Niederschläge der Niederschlagsreihe in die Statistik des Deutschen Wetterdienstes für die

Station Nürnberg eingeordnet. Die sich dabei für die einzelnen Niederschlagsdauern ergebenden Maximalwerte sind zusammen mit der entsprechenden Häufigkeit und dem maßgeblichen Niederschlagsereignis in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 13: Einordnung der Niederschläge der Jahresreihe 1977 in die Statistik des DWD

N-Dauer (Min)	Datum	N (mm)	n (-)
5	26.08.77	7,42	0,33
10	26.08.77	13,64	0,20
15	26.08.77	18,27	0,15
30	26.08.77	25,24	0,13
45	26.08.77	26,07	0,19
60	26.08.77	26,65	0,24
90	26.08.77	27,86	0,28
120	26.08.77	27,94	0,34
180	26.08.77	28,01	0,44
360	26.08.77	29,83	0,53
720	26.08.77	33,45	0,53
1440	21.08.77	34,23	0,77
4320	21.08.77	34,23	1,42

Die Häufigkeiten der obigen Tabelle zeigen, dass das Jahr 1977 einen ausgeprägten Starkniederschlag enthält, der für die Dauerstufe von 30 Minuten eine Jährlichkeit von ca. 8 Jahren aufweist und für die Dauerstufen von 5 Minuten bis zu 12 Stunden seltener als einmal pro Jahr auftritt.

Um bei den hydrodynamischen Simulationen sicher zu gehen, dass die Abflüsse aller Niederschlagsereignisse der Jahresreihe ohne Einstau dem fiktiven Zentralbecken zufließen, wurden die Kanalnetze für die Bestimmung der erforderlichen Kanalquerschnitte für die Kanalnetze der Vorberechnung mit diesem Niederschlag belastet. Die Querschnitte der Kanalnetze wurden anschließend so vergrößert, dass der Abfluss dieses Niederschlags ohne Einstau zum fiktiven Zentralbecken abgeführt werden konnte [66].

## 8.2 Vorgehensweise und Ergebnisse der Bemessung der Regenüberlaufbecken

Für die Vergleichsberechnungen wurde am Systemende jedes Kanalnetzes ein Regenüberlaufbecken angeordnet, dessen Größe bestimmt wurde. Genau genommen war für die Netze der Gruppen 1 und 2 keine Ermittlung des Beckenvolumens mittels Langzeitsimulation erforderlich, da die Netze im Bereich des vereinfachten Aufteilungsverfahrens liegen. Dennoch wurden die erforderlichen Volumina der Regenwasserbehandlungsanlagen hier mittels Langzeitsimulation ermittelt, um eine Aussage darüber zu ermöglichen, ob Unterschiede zwischen den Berechnungsverfahren auftreten und wie diese von den Charakteristika der Kanalnetze abhängen.

Für die Netze der Gruppe 3 galt es, das Gesamtvolumen im Netz zu bestimmen und die Verteilung dieses Volumens zu optimieren, da die Netze neben dem am Ende des Kanalnetzes angeordnetem Becken noch weitere Regenüberlaufbecken bzw. Stauraumkanäle

aufweisen. Kriterien für die Optimierung der Anordnung des Beckenvolumens war, an allen Beckenstandorten eine in etwa gleiche Entlastungskennzahlen zu erhalten, ausgedrückt durch Entlastungshäufigkeit, -dauer und Mischverhältnis. Ausgeprägte Starkverschmutzer waren in den Netzen nicht vorhanden, so dass in den Teilgebieten eine in etwa konstante Verschmutzungskonzentration vorlag.

Für die hydrologischen Berechnungen wurde zusätzlich zu dem vorhandenen Beckenvolumen das statische Kanalvolumen der Kanäle im Zulaufbereich unterhalb der Horizontalen in Höhe der tiefsten Überlaufschwelle berechnet.

Zunächst wurden die erforderlichen Beckenvolumina für die Netze der Gruppe 1 bestimmt. Diese Netze bilden einen Sonderfall, weil bei der hydrologischen Berechnung das Netz der Vorberechnung dem Netz entspricht, das der Berechnung der tatsächlichen Entlastung angesetzt wird; daher entspricht das erforderliche Beckenvolumen für diese Kanalnetze dem Volumen, das sich aus der Berechnung nach Anhang 3 des Arbeitsblattes A128 ergibt. Diese Volumina sind in Tabelle 14 zusammengestellt.

Tabelle 14: Zusammenstellung der erforderlichen Volumina der Regenwasserbehandlungsanlagen nach A 128, Anhang 3, Netze der Gruppe 1

Kanalnetz	Erf. Speichervolumen nach Anhang 3
Alt	176
Sba	110
Bu19	162
Gst	174
Pat	37
Pru	83
Ufe	180
Mim	132
No5	122
No6	199
Mi1	48
Mi2	225
Mi3	162
Ez1	23
Ez2	33
Ez3	40
Ez5	38
Of4	124
Of6	52
Bu8	71
Lin	261
Ru23	81
Ru24	56
Bu29	38
Pfe	73

Die Ermittlung des erforderlichen Beckenvolumens mittels hydrodynamischer Simulation erfolgte nach der Vorgehensweise des Nachweisverfahrens. Es zeigte sich, dass der in der Vorberechnung am fiktiven Netz errechnete zulässige Schmutzaustrag für alle Kanalnetze annähernd dem Schmutzaustrag aus dem tatsächlichen Netz entsprach; die Abweichungen lagen in einer Größenordnung von weniger als 0,5 % und damit im Bereich der Rechengenauigkeit. Der tatsächliche und zulässige Schmutzaustrag sind in der folgenden Abbildung 23 graphisch dargestellt.

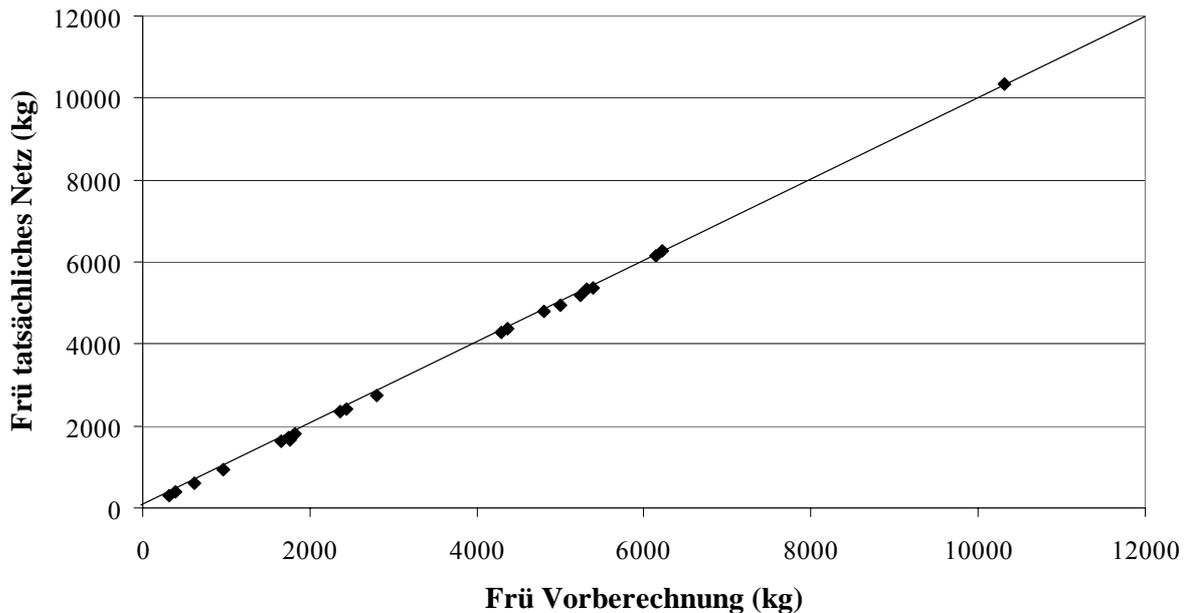


Abb. 23: Gegenüberstellung der Entlastungsfrachten aus der Vorberechnung und am tatsächlichen Netz, Netze der Gruppe 1

Wegen der äußerst geringen Differenzen zwischen zulässiger und tatsächlicher Entlastungsfracht lässt sich für die Netze der Gruppe 1 die Aussage treffen, dass auch bei der hydrodynamischen Simulation das nach Anhang 3 des Arbeitsblattes A128 bestimmte benötigte Gesamtspeichervolumen dem tatsächlich erforderlichen entspricht.

Somit ergeben die Berechnungen mittels hydrologischer und hydrodynamischer Simulation für sämtliche Netze der Gruppe 1 das gleiche erforderliche Beckenvolumen.

Ganz anders sind die Ergebnisse für die komplexeren Netze der Gruppen 2 und 3: Hier ergab die Volumenermittlung mit dem hydrologischen bzw. hydrodynamischen Modell deutliche Unterschiede. Die Ergebnisse der Bemessung sind in der folgenden Tabelle vergleichend gegenüber gestellt. Das Verhältnis der Volumina bezieht sich wiederum auf das Volumen, das sich aus der hydrodynamischen Simulation ergibt.

Tabelle 15: Vergleich der Ergebnisse der Beckenbemessung nach A128 - Netze der Gruppe 2

Netz	Volumen hydrologisch (m <sup>3</sup> )	Volumen hydrodynamisch (m <sup>3</sup> )	Verhältnis der Volumina
Bern	123	119	1,034
Ste	110	91	1,209
Eck	473	449	1,053
Rba	193	185	1,043
Teg	143	141	1,014
Raur	209	191	1,094

Tabelle 16: Vergleich der Ergebnisse der Beckenbemessung nach A128 - Netze der Gruppe 3

Netze Gruppe 3	Volumen hydrologisch (m <sup>3</sup> )	Volumen hydrodynamisch (m <sup>3</sup> )	Verhältnis der Volumina
Hei	2388	1877	1,272
Mühl	2497	1858	1,204
Scta	960	810	1,276
Main	2869	2248	1,276

Es fällt auf, dass das erforderliche Volumen für jedes der untersuchten Netze nach der hydrologischen Simulation größer ausfällt als nach der hydrodynamischen. Die Unterschiede in dem erforderlichen Volumen liegen bei den Netzen der Gruppe 2 zwischen 1 und 20 % und bei denen der Gruppe 3 über 20 bis nahe 30 %.

Bei den Netzen der Gruppe 2 fällt zunächst der Volumenunterschied bei dem Netz Ste auf; dieser ist mit 20 % deutlich größer als der bei den anderen Netzen. Der wesentliche Unterschied dieses Netzes im Vergleich zu den anderen Netzen ist, dass das Netz einen deutlich höheren Formfaktor aufweist als die anderen; das Netz ist wesentlich langgestreckter als die anderen und weist einen entsprechend längeren Hauptsammler auf.

### 8.3 Untersuchung der Ursachen für die Unterschiede im erforderlichen Volumen

Bereits eingangs wurde die Vermutung aufgestellt, dass bei hydrodynamischer Berechnung auf Grund der Vergrößerung der Querschnitte des Kanalnetzes und der Auflassung der Drosselstrecken bei der Vorberechnung das erhaltene modifizierte Netz im Vergleich zu dem tatsächlichen Netz ein anderes Übertragungsverhalten und eine andere Speichervirkung aufweist. Im Folgenden sind zur Veranschaulichung dieses Sachverhalts beispielhaft Abflussganglinien gegenübergestellt. Die Vergleiche und die daraus abgeleiteten Rückschlüsse auf die Unterschiede in den Modellen wurden grundsätzlich auf Basis der berechneten Abflüsse vorgenommen. Genau genommen ergeben sich die benötigten Beckenvolumina aus den entlasteten CSB-Frachten. Da bei der Schmutzfrachtberechnung eine Berechnung mit den Ansatz der vollständigen Durchmischung gefordert ist,

sind die Frachten annähernd proportional zu den Durchflüssen; die Frachten werden auf der Grundlage der ermittelten Abflüsse berechnet. Daher ist ein Vergleich der Abflussganglinien aussagekräftig. Darüber hinaus fällt es leichter, sich eine Vorstellung von einem Abfluss von 500 l/s zu machen als von einer Fracht von 100 g/s.

Die Vergleichsberechnungen wurden mit mittleren bzw. schwachen Niederschlägen durchgeführt, da diese bei der Beckenbemessung nach A128 wesentlich das Entlastungsverhalten bestimmen und Ein- und Überstau für diese Ereignisse keine Rolle spielen. Im Folgenden sind die Zuflussganglinien exemplarisch für die Netze Hei und Mai am Zulauf zur Kläranlage für drei Niederschlagsereignisse dargestellt. Der prinzipielle Aufbau dieser Kanalnetze ist in den folgenden Abbildungen dargestellt.

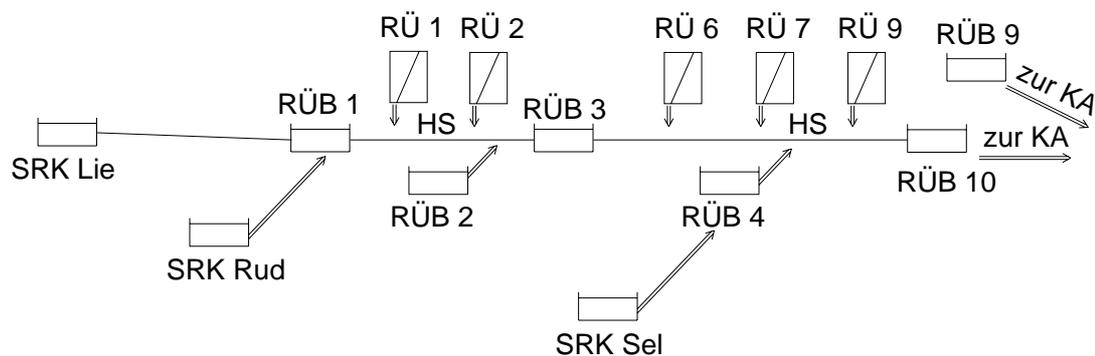


Abb. 24: Prinzipskizze des Netzes Hei

Das Netz Hei weist 14 Sonderbauwerke auf: 5 Regenüberläufe und 9 Stauraumkanäle / Regenüberlaufbecken. Die Gesamtfläche beträgt 259,2 ha, die abflusswirksame Fläche 106,1 ha. Die Länge des Hauptsammlers beträgt ca. 5,9 km, der Formfaktor ergibt sich zu 3,68.

Die größten Speichervolumina weisen die zentral am Hauptsammler gelegenen Regenüberlaufbecken 1, 3 und 10 auf.

Eine Besonderheit dieses Netzes ist, dass an die Mischwasserentlastungen nach [67] weitergehende Anforderungen gestellt werden, da es sich bei dem Gewässer, in das die Entlastungen erfolgen, nach [68] um einen Bach handelt. Auf Grund der weitergehenden Anforderungen sind alle Regenüberläufe des Kanalnetzes auf einen kritischen Mischwasserabfluss auszulegen, der sich bei Ansatz einer kritischen Regenspense von 30 l/(s·ha) ergibt. Das hat zur Folge, dass die Entlastungstätigkeit an den Regenüberläufen gering ist und der Großteil des Niederschlagsabflusses in dem Hauptsammler transportiert wird. Daher hat die Berechnung der Abflusstransformation in diesem Netz einen großen Einfluss auf die berechnete Entlastungstätigkeit an dem zentralen Becken vor der Kläranlage.

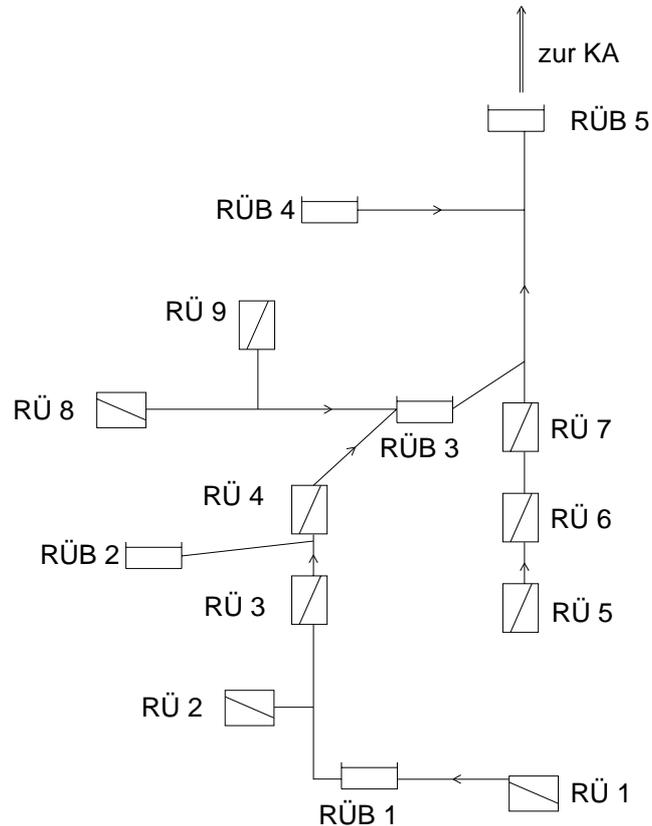


Abb. 25: Prinzipskizze des Netzes Mai

Das Netz Mai weist ebenfalls 14 Sonderbauwerke auf; davon sind 9 Regenüberläufe und 5 Regenüberlaufbecken. Die Gesamtfläche beträgt 361,2 ha, die abflusswirksame Fläche 166,2 ha. Die Länge des Hauptsammlers beträgt ca. 4,2 km, der Formfaktor ergibt sich zu 2,23.

Die größten Volumina weisen die Regenüberlaufbecken 3 und 5 auf. Über das Becken 3 entwässert der westliche Teil des Stadtgebiets mit ca. 2/3 der gesamten abflusswirksamen Fläche des Netzes; bei dem Becken 5 handelt es sich um das zentrale Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage.

Bei den Niederschlägen, mit denen die Vergleichsberechnungen erfolgten, handelt es sich um folgende Ereignisse:

Tabelle 17: Kenngrößen der Niederschläge für die Vergleichsberechnungen

Datum	N (mm)	N <sub>eff</sub> (mm)	Dauer (Min)	Maximale Niederschlagsmengen (mm)			
				5 Min	15 Min	60 Min	180 Min
22.01.1977	3,60	2,41	135	0,24	0,63	1,96	3,60
25.06.1977	7,50	6,00	550	1,80	3,71	5,51	5,81
25.07.1977	21,13	18,63	720	0,83	2,49	4,94	9,12

Das Ereignis vom 22.01.1977 wurde gewählt, weil der resultierende Gesamtabfluss relativ gering ist und zu erwarten ist, dass eine gute Vergleichsmöglichkeit der Ganglinien

aus Vorberechnung und Berechnung am tatsächlichen Netz hinsichtlich der Speicherwirkung im Netz besteht.

Die beiden übrigen Ereignisse wurden herangezogen, da aus den vorliegenden Berechnungen mit der Niederschlags-Jahresreihe bekannt war, dass aus ihnen mittlere Entlastungsmengen resultieren. Die mittlere Entlastungsmenge wurde dabei als Gesamtentlastung dividiert durch die Anzahl der Entlastungsereignisse bestimmt. Die folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft die hydrodynamisch berechneten Zuflussganglinien zum Becken an der Kläranlage für das Niederschlagsereignis vom 22.01.1977.

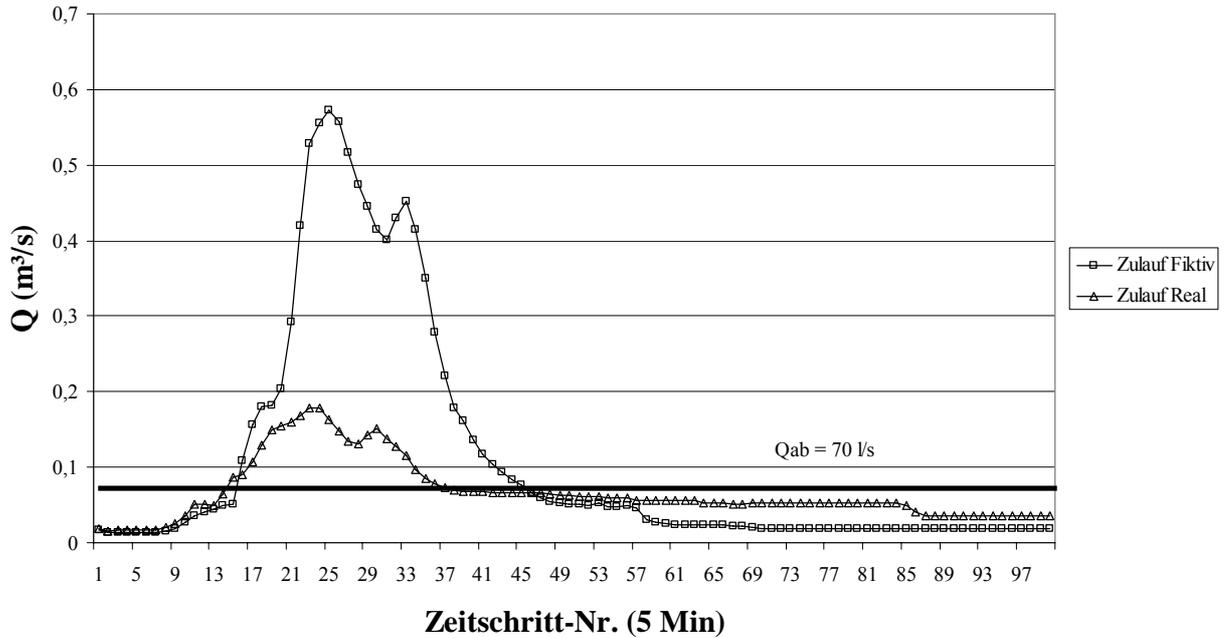


Abb. 26: Netz Hei, Vergleich der Abflussganglinien aus der Vorberechnung und des tatsächlichen Netzes am Systemende für das Ereignis vom 22.01.1977

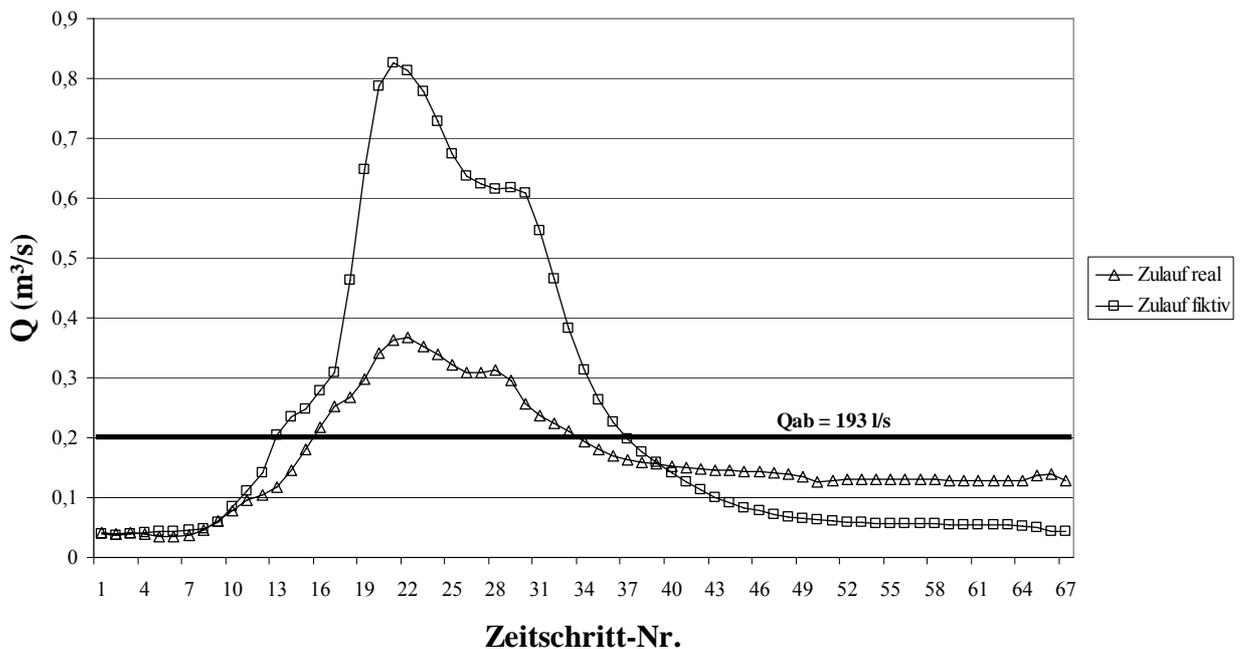


Abb. 27: Netz Mai, Vergleich der Abflussganglinien aus der Vorberechnung und des tatsächlichen Netzes zur Kläranlage für das Ereignis vom 22.01.1977

Das Zuflussvolumen zur Kläranlage ist bei den hier dargestellten wie auch den anderen Ganglinien bei der Vorberechnung höher als bei der Berechnung am tatsächlichen Netz. Grund hierfür ist natürlich, dass im tatsächlichen Netz ein großer Teil des Mischwasserabflusses in den der Kläranlage vorgeschalteten Becken zwischengespeichert wird bzw. bereits dort entlastet.

Dennoch zeigen die Ganglinien deutlich, dass die Abflusswellen in dem Netz für die Vorberechnung deutlich schneller auf den Basisabfluss (Trockenwetterabfluss) zurückgehen. Bei dem im tatsächlichen System nachlaufenden Volumen handelt es sich um im Netz zwischengespeichertes Mischwasser. Die Zwischenspeicherung wird verursacht durch die starke Drosselung an den Regenüberlaufbecken. Im System der Vorberechnung kann es wegen des Auflassens aller Drosselstrecken nicht zu einer Zwischenspeicherung kommen; das im tatsächlichen System zwischengespeicherte Wasser muss im Zentralbecken zwischengespeichert werden bzw. entlastet dort. Um auf die gleiche Entlastungsmenge zu kommen, ist somit im tatsächlichen System weniger Speichervolumen erforderlich als in der Vorberechnung. Voraussetzung hierfür ist, dass die Auslastung an allen Becken in etwa gleich ist. Bei den hier berechneten Kanalnetzen ist dies gegeben.

Neben der beschriebenen Zwischenspeicherung im tatsächlichen Netz ist eine weitere Ursache für den verzögerten Abfluss im tatsächlichen Netz denkbar: Durch die Vergrößerung der Profilquerschnitte bei der Vorberechnung kommt es zu einer Beschleunigung des Abflussvorgangs, da die Fließgeschwindigkeit bei Vollfüllung größer wird. Durch die Unterschiede in den auftretenden Fließgeschwindigkeiten stellt sich in den berechneten Netzen ein verändertes Abflussverhalten ein; auch dies kann eine Ursache für die Unterschiede im Wellenverlauf sein.

Zur Klärung der Frage, ob es auch durch die Veränderung der Abmessungen der Haltungen zu nennenswerten Unterschieden im Wellenablauf kommt, wurden weitere Vergleichsberechnungen durchgeführt. Die Klärung dieser Frage ist von Interesse, da diese Unterschiede durch das im Arbeitsblatt A 128 vorgesehene Vorgehen im Nachweisverfahren bedingt wären. Die Unterschiede können lediglich bei Anwendung hydrodynamischer Modelle auftreten, da hydrologische Modelle bei der Vorberechnung und der Berechnung des tatsächlichen Systems die gleichen Ansätze und Parameter verwenden. Kommt es auf Grund der Änderung der Querschnitte bei der Vorberechnung zu Unterschieden durch eine Beschleunigung des Abflusses und eine dadurch bedingte höhere Abflussspitze, so wäre das benötigte Volumen bei Einsatz eines hydrodynamischen Modells verfahrensbedingt geringer; zur Gleichbehandlung hydrologischer und hydrodynamischer Modelle wäre eine Anpassung des Arbeitsblattes erforderlich.

Die Vergleichsberechnungen wurden an den Netzen Hei und Mai durchgeführt. Im Netz Hei vollzieht sich der Prozess der Abflussverformung im Wesentlichen im Hauptsammler, der die Abflüsse aus den Teilgebieten aufnimmt und sie zum Klärwerk weiterleitet. Die Teilgebiete haben eine nur geringe Ausdehnung und es wurden für die Vorberechnung lediglich die Abmessungen weniger Haltungen verändert. Daher sind die Unterschiede im Abflussverhalten der Teilgebiete marginal; die Unterschiede im Abflussverhalten des Netzes resultieren aus den Abflussvorgängen im Hauptsammler.

Der Hauptsammler weist eine Gesamtlänge von ca. 4.730 m auf. Er beginnt am SRK Lieb und endet am zentralen Becken vor der Kläranlage. Der erste Abschnitt mit einer Länge von rd. 900 m dient lediglich dem Anschluss des Ortsteils Lieb mit einer Einzugsgebietsfläche von rd. 23 ha Gesamtfläche und 10 ha abflusswirksamer Fläche.

Das nächste unmittelbar am Hauptsammler gelegene Becken ist das RÜB 1. Die Länge des Hauptsammlerabschnittes zwischen dem SRK Lieb und dem RÜB 1 beträgt rd. 1,9 km. Zwischen diesem Becken und dem Zentralbecken vor der Kläranlage liegt noch das RÜB 3 direkt am Hauptsammler; die Entfernung zwischen RÜB 1 und RÜB 3 beträgt ca. 600 m. In der folgenden Zusammenstellung sind die einzelnen Abschnitte des Hauptsammlers mit ihren Längen und Profilabmessungen zusammengestellt:

Tabelle 18: Hauptsammlerabschnitte des Kanalnetzes Hei

Abschnitt	Länge	Profilabmessungen
SRK Lieb – RÜB 1	1.920 m	DN 400 – DN 1.200
RÜB 1 – RÜB 3	630 m	DN 500
RÜB 3 – RÜB 10	2.180 m	DN 600 – DN 900

Die Berechnungen wurden mit fiktiven Niederschlagsbelastungen durchgeführt. Fiktive Niederschläge wurden gewählt, um eine unterschiedliche Auslastung des Hauptsammlers zu erzielen. Durch einen Vergleich des Transportverhaltens bei verschiedenen Auslastungsgraden sollte überprüft werden, ob sich eventuell in Abhängigkeit von der Auslastung nennenswerte Unterschiede im Transportverhalten ergeben.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen zeigten, dass das Abflussverhalten des Hauptsammlers aus dem Netz der Vorberechnung mit dem Abflussverhalten des tatsächlichen Hauptsammlers nahezu identisch ist. Beispielhaft für diese Berechnungen zeigt die folgende Abbildung 28 die resultierenden Abflussganglinien für einen Belastungszustand; für andere Belastungszustände ergab sich ein nahezu identisches Bild.

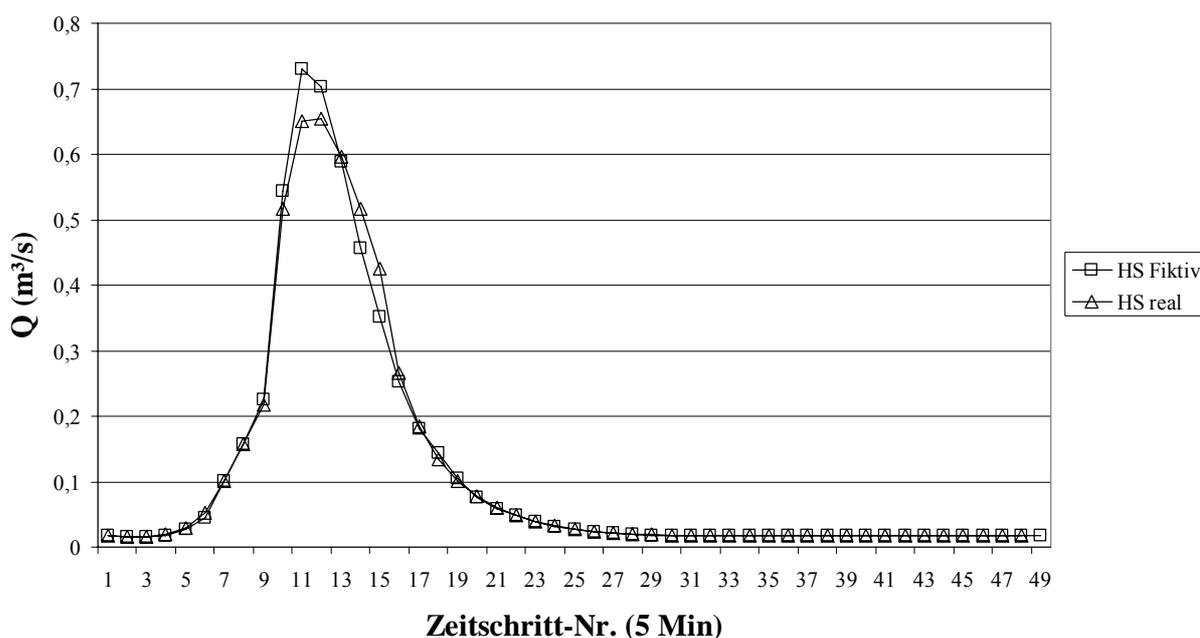


Abb. 28: Netz Hei – Vergleich der Abflussganglinien im Hauptsammler – real und fiktiv

Die Ganglinie im Hauptsammler weist bei der Vorberechnung eine etwas höhere Spitze auf. Ansonsten haben beide Wellen einen sehr ähnlichen Verlauf; das Abflussvolumen über dem Drosselwert am Systemende ist identisch. Damit ist das veränderte Abflussverhalten des Netzes der Vorberechnung nicht Ursache für den Volumenunterschied.

Im Netz Mai wurden die Vergleichsberechnungen sowohl für einzelne Teilgebiete als auch den Hauptsammler durchgeführt. Als Teilgebiete wurden die der Regenüberläufe 2 und 3 ausgewählt. Bei dem Teilgebiet 3 handelt es sich mit einer Größe von 64,7 ha kanalisierter und 28,9 ha abflusswirksamer befestigter Fläche um das größte Teilgebiet des Netzes. Die entsprechenden Flächengrößen für das Teilgebiet des RÜ 2 sind 27,4 ha bzw. 11,4 ha; es handelt sich um ein Gebiet mittlerer Größe.

Beide Teilgebiete wurden für insgesamt 6 Niederschlagsereignisse unterschiedlicher Intensitäten und Dauern berechnet, jeweils für das für die Vorberechnung veränderte Netz und das tatsächliche Kanalnetz. Es zeigte sich für alle Ereignisse, dass die Abflussganglinien am Endpunkt der Teilnetze als identisch zu bezeichnen sind. Beispielhaft sind in den folgenden Abbildungen für beide Teilgebiete die berechneten Abflussganglinien am Systemende für das Ereignis vom 25.07.1977 dargestellt.

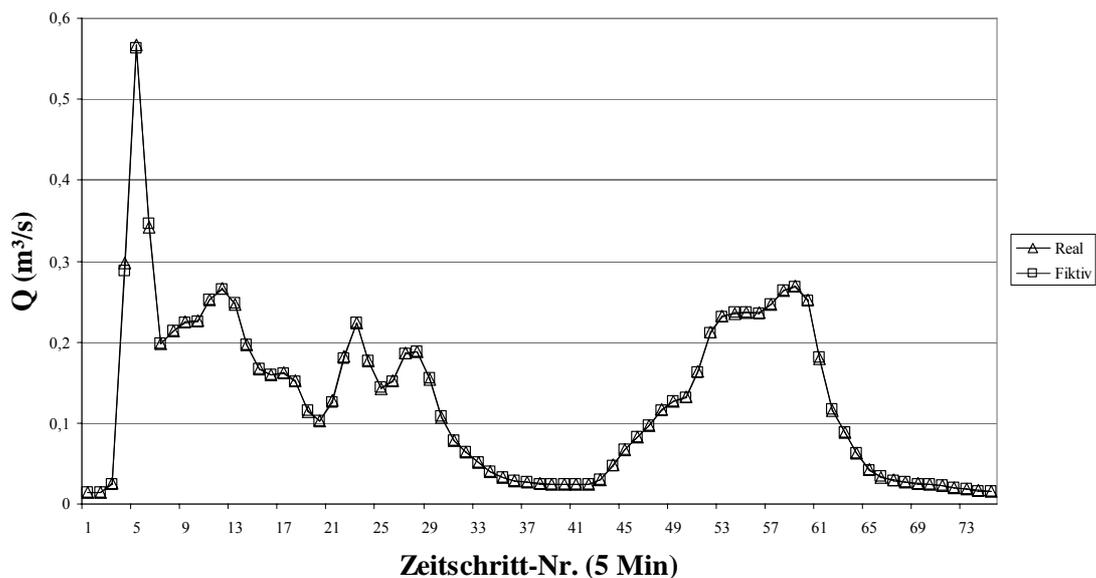


Abb. 29: Vergleich der Abflussganglinien aus dem EZG des RÜ3, Netz Mai, Ereignis vom 25.07.1977

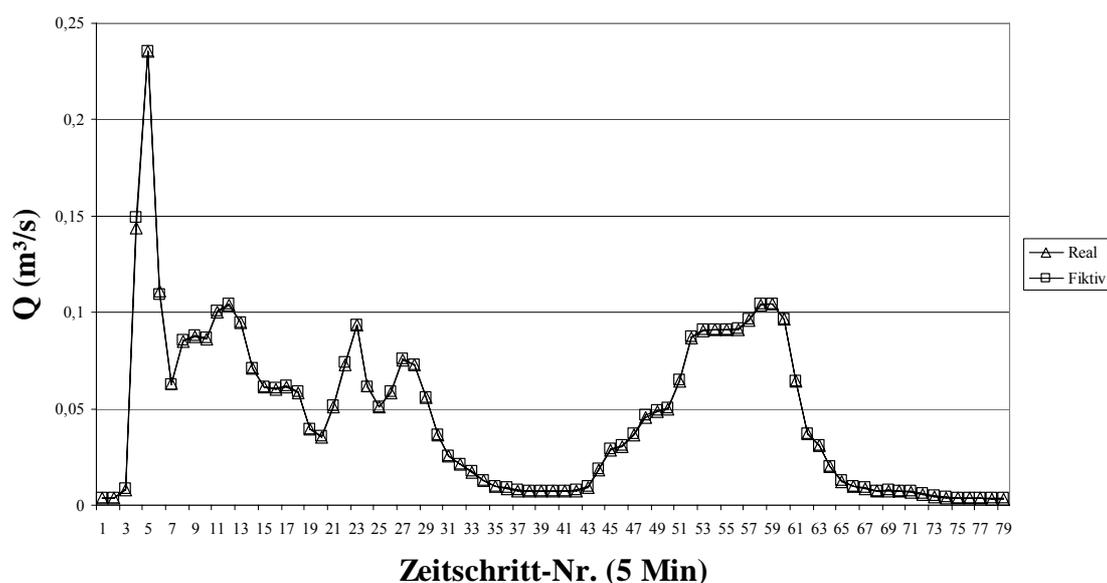


Abb. 30: Vergleich der Abflussganglinien aus dem EZG des RÜ2, Netz Mai, Ereignis vom 25.07.1977

Das Abflussverhalten des Netzes der Vorberechnung und des tatsächlichen Netzes kann – wie die Abbildungen zeigen - als identisch angesehen werden. Eine Abflussverzögerung im tatsächlichen Netz und damit ein stärkerer Rückhalt im Netz ist nicht gegeben. Die Vergrößerung der Querschnitte für die Vorberechnung wirkt sich in den untersuchten Teilgebieten nicht nennenswert auf das Abflussverhalten des Netzes aus.

Die Ähnlichkeit der Ganglinien ist auch der Grund dafür, dass sich bei der Berechnung der Entlastungsfrachten aus dem tatsächlichen Netz und dem der Vorberechnung für die Netze der Gruppe 1 annähernd identische Werte ergeben haben (vgl. Abbildung 23)

Die Untersuchung des Abflussverhaltens des Hauptsammlers erfolgte analog zu der des Netzes Hei. Es wurden wiederum fiktive Niederschläge gewählt, um eine unterschiedliche Auslastung des Hauptsammlers zu erzielen und zu überprüfen, ob sich für unterschiedliche Belastungen nennenswerte Unterschiede im Transportverhalten ergeben.

Der Hauptsammler im Netz Mai weist eine Gesamtlänge von ca. 2.100 m auf. An diesem Hauptsammler sind ca. 70 % der abflusswirksamen Fläche des Netzes Mai angeschlossen. Er beginnt am RÜB 1 und endet am Regenüberlaufbecken 5 vor der Kläranlage. Dem RÜB 5 ist das RÜB 3 vorgeschaltet, das ebenfalls am Hauptsammler liegt. Unterhalb des RÜB 3 ist ein Vergleich des Abflussverhaltens wegen der starken Drosselung an diesem Becken für die vorgegebene Fragestellung wenig aussagekräftig.

Als oberer Punkt des untersuchten Hauptsammlerabschnittes wurde die Einleitung des RÜ 2 gewählt, da in dem oberhalb gelegenen Abschnitt lediglich der Drosselabfluss des RÜB 1 fließt und auf Grund der konstanten Ableitung aus diesem Becken keine Auswirkungen auf die Abflussvorgänge im Hauptsammler gegeben sind. Für die Untersuchung verblieb ein Abschnitt von rd. 1.520 m Länge.

An dem Hauptsammler zwischen RÜ 2 und RÜB 3 liegen zwei Regenüberläufe: Der RÜ 3 und RÜ 4. Die Abstände zwischen den einzelnen Sonderbauwerken und die Profildimensionen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Tabelle 19: Hauptsammlerabschnitte des Kanalnetzes Mai

Abschnitt	Länge	Profilabmessungen
RÜ 2 – RÜ 3	520 m	ÜE 600/1.100
RÜ 3 – RÜ 4	340 m	NE 800/1.200
RÜ 4 – RÜB 3	660 m	DN 700

Auch die Berechnungen am Hauptsammler des Netz Mai zeigten, dass das Abflussverhalten des Hauptsammlers für die zwei Netze nahezu identisch ist. Beispielhaft sind in der folgenden Abbildung die resultierenden Abflussganglinien am Endpunkt des Hauptsammlers für einen Belastungszustand dargestellt. In dem Fall war der fiktive Niederschlag so gewählt worden, dass es im tatsächlichen Netz an einer Drosselstrecke zu Einstau kam. Der Einstau bewirkt eine geringe Abflachung der Spitze; die Ganglinie hat eine etwas größere Schwerpunktlaufzeit. Das Abflussvolumen oberhalb des Drosselwertes am Regenüberlaufbecken jedoch ist gleich, so dass auch das dort gespeicherte bzw. entlastete Volumen gleich ist.

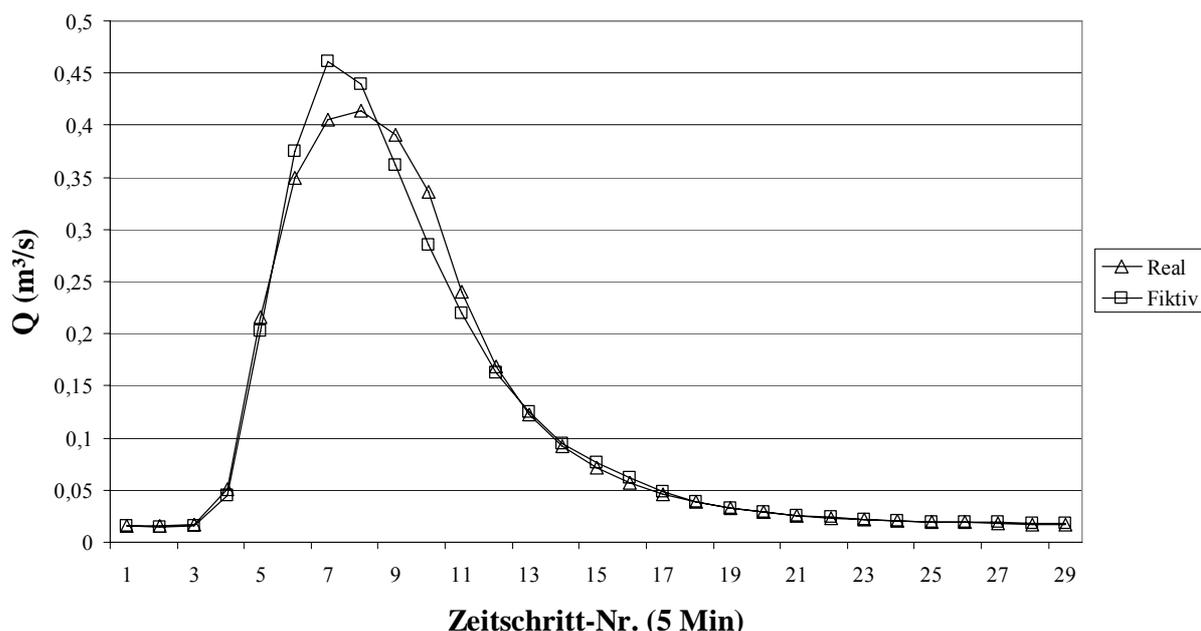


Abb. 31: Vergleich der Abflussganglinien im Hauptsammler, Netz Mai, fiktiver Regen 2

Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist, dass das veränderte Abflussverhalten im tatsächlichen Netz gegenüber dem der Vorberechnung nicht durch eine Veränderung in der Abflusstransformation zurückzuführen ist, sondern auf die Zwischenspeicherung eines Teils des Abflusses an den Regenüberlaufbecken in Folge der starken Abflussdrosselung. Dieses Volumen fließt verzögert ab, so dass das zur Kläranlage weiter geleitete Volumen im tatsächlichen Netz höher ist, was gleichbedeutend ist mit einer geringeren Entlastungsrate. Dieses Verhalten stellte Schmitt [66] bei Vergleichsberechnungen ebenfalls fest.

Dieser Effekt macht sich nur bei der hydrodynamischen Berechnung bemerkbar, da nur bei diesem Berechnungsverfahren die Speicherwirkung des Netzes in Folge der Berechnung der Wasserstände realitätsnah beschrieben werden kann.

Diese Veränderung im Abflussverhalten – der deutliche Rückgang des Retentionsverhaltens des Kanalnetzes bei der Vorberechnung - wurde an allen hier untersuchten ausgedehnten Netzen festgestellt. Zu den Differenzen in dem erforderlichen Volumen zwischen hydrologischer und hydrodynamischer Berechnung kann es aber nur dann kommen, wenn diese Unterschiede bei der hydrologischen Berechnung nicht auftreten. Daher werden im Folgenden die Ganglinien, sie sich bei der hydrologischen Berechnung ergeben haben, gegenübergestellt. Beispielhaft wird für diesen Vergleich das Ereignis vom 25.06.1977 herangezogen.

Allerdings ergab eine erste Vergleichsberechnung völlig unplausible Ganglinien. Diese wurden mit der Modellversion berechnet, die zu Beginn der Untersuchungen auf dem Markt war. Die berechneten Ganglinien zeigten für das Netz Hei den in der folgenden Abbildung dargestellten Verlauf.

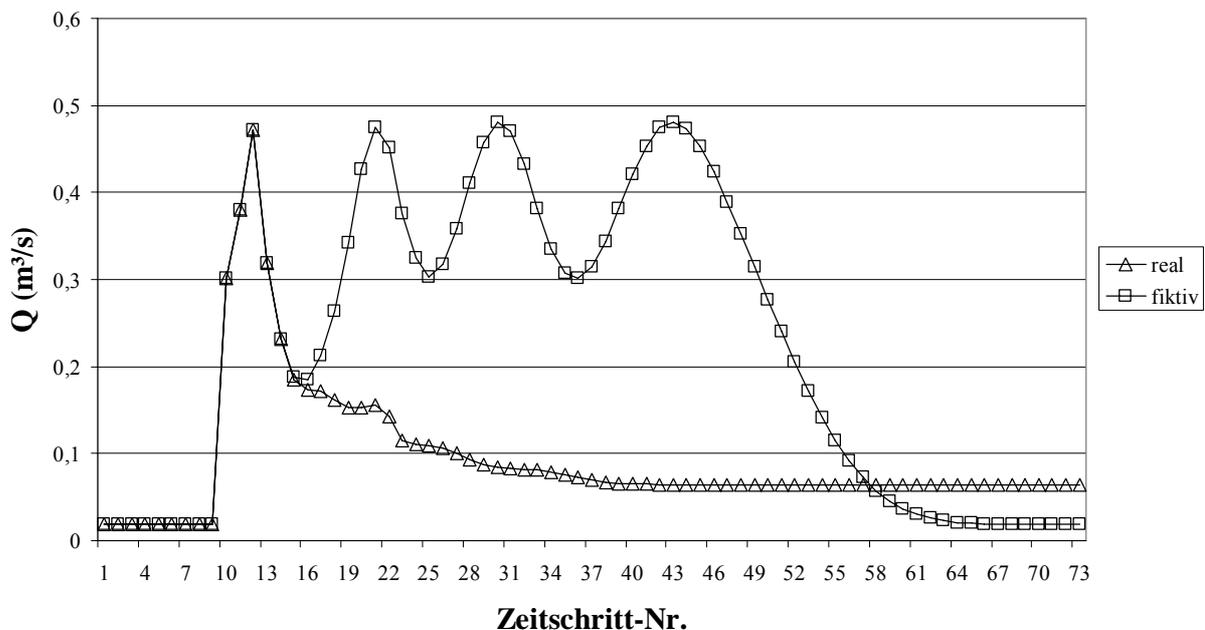


Abb. 32: Vergleich der hydrologisch berechneten Zulaufganglinien zur KA, Netz Hei, Ereignis vom 25.06.1977 – alte Modellversion

Die dargestellte Ganglinie für das Netz Hei der Vorberechnung zeigt vier Abflussspitzen, die alle die gleiche Größenordnung aufweisen. Offensichtlich werden die Ganglinien aus den einzelnen Teilgebieten nicht überlagert, sondern weisen stark unterschiedliche Fließzeiten auf. Als Grund dafür stellte sich bei weiteren Berechnungen ein Fehler bei der Berechnung des Prozesses der Abflustransformation heraus. Dieser Berechnungsfehler bei Anwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens war in dem Modell enthalten, obwohl dieses bereits mehr als 15 Jahre auf dem Markt war. Auf Grund dieses Fehlers muss man davon ausgehen, dass die Berechnungsergebnisse, die in den zurückliegenden Jahren mit dem Modell KOSIM bei der Berücksichtigung von Retentionseffekten erzielt wurden, nicht das tatsächliche Abflussverhalten wiedergeben.

Der Grund dafür, dass dieser Fehler nicht bereits früher aufgedeckt wurde, ist darin zu sehen, dass bei Einsatz eines hydrologischen Modells durch die Anwender offensichtlich keine Ganglinien zur Kontrolle der Berechnung herangezogen werden. Es ist generell als Manko hydrologischer Modelle zu sehen, dass offensichtlich blindes Vertrauen in die Plausibilität der Berechnungsergebnisse dieser Modelle herrscht und vermutlich daher auch die Möglichkeiten für eine Ausgabe von Ganglinien äußerst begrenzt sind. In dem verwendeten Modell KOSIM besteht lediglich die Möglichkeit der Ausgabe von Ganglinien an Regenrückhaltebecken; es sind zwar auch weitere Ausgabemöglichkeiten vorgesehen, doch die Ganglinien werden nicht ausgegeben. Das bedeutet, dass zur Ausgabe von Ganglinien zur Zeit fiktive Regenrückhaltebecken angeordnet werden müssen.

Es ist wünschenswert, in diesem Punkt Verbesserungen in das verwendete Modell einzuarbeiten, um eine bessere Kontrolle der Berechnungsergebnisse zu ermöglichen, da – wie hier gezeigt - auch lange auf dem Markt befindliche Modelle Fehler aufweisen können.

Der Fehler in der Berechnung der Abflustransformation wurde durch das itwh korrigiert und es wurde eine neue Modellversion herausgegeben. Mit dieser Version ergeben sich folgende Abflussganglinien:

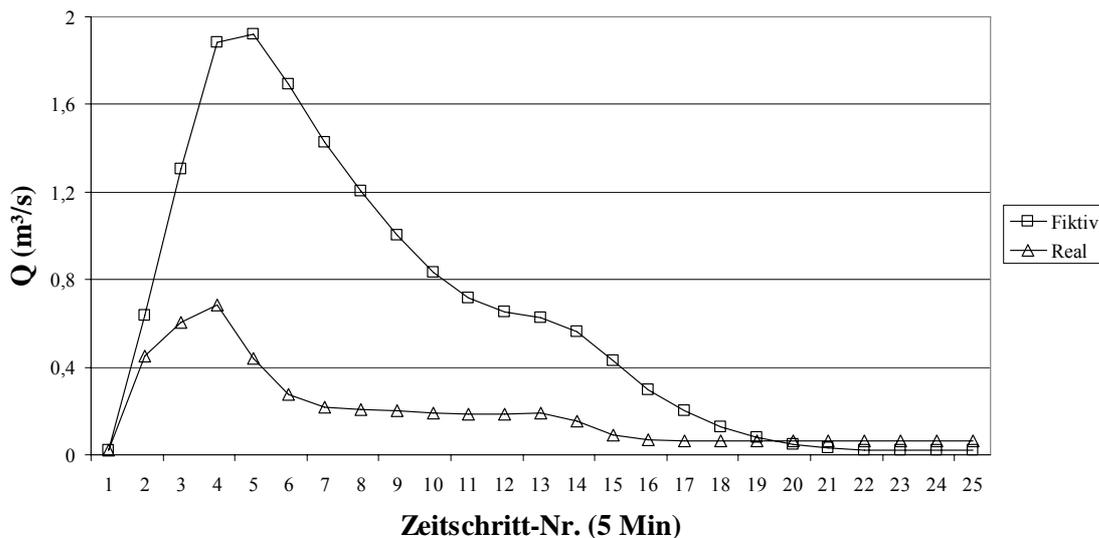


Abb. 33: Vergleich der hydrologisch berechneten Abflussganglinien am Systemende, Netz Hei, Ereignis vom 25.06.1977

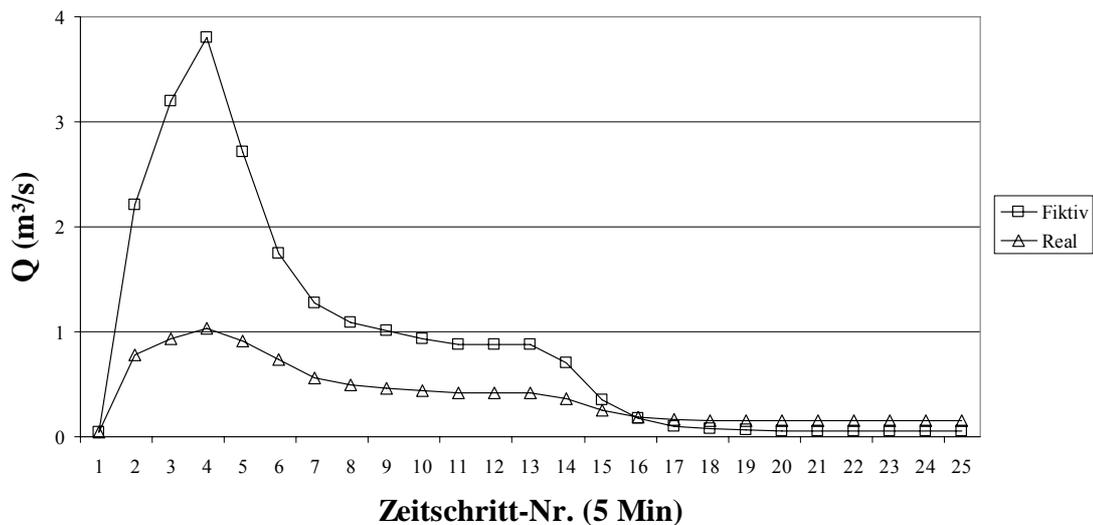


Abb. 34: Vergleich der hydrologisch berechneten Abflussganglinien am Systemende, Netz Mai, Ereignis vom 25.06.1977

Ähnlich wie bei den hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien weichen auf Grund der Drosselung und Speicherung in den Regenüberlaufbecken die Ordinaten der Ganglinien deutlich voneinander ab. Unterschiede in der Entlastungstätigkeit und damit letztlich für das benötigte Volumen lassen sich aus den Diagrammen nicht ableiten.

Ein Vergleich der Entlastungsvolumina am fiktiven und am tatsächlichen Netz zeigt, dass bei dem dargestellten Ereignis das Entlastungsvolumen am tatsächlichen Netz lediglich um ca. 0,8 % geringer ist als am fiktiven; bei der hydrodynamischen Berechnung hingegen beträgt dieser Unterschied ca. 16 %.

Die Ursachen für diese Unterschiede sind in dem im Netz zwischenzeitlich gespeicherten Volumen zu sehen. Die folgenden Abbildungen verdeutlichen diesen Sachverhalt. In ihnen sind die hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien am Systemende für das tatsächliche und das fiktive Netz des Netzes Hei vergleichend gegenüber gestellt. Das erste Bild zeigt, dass das dargestellte Abflussvolumen am Systemende des tatsächlichen Netzes bei der hydrodynamischen Berechnung geringer ist als bei der hydrologischen. Entsprechend länger ist bei der hydrodynamischen Berechnung die Entleerungsphase des Netzes; diese ist wegen der langen Dauer in der Abbildung nicht vollständig dargestellt. Grund dafür ist, dass bei der hydrodynamischen Berechnung mehr Volumen im Netz zwischengespeichert wird, obwohl bei der Aufbereitung des hydrologischen Netzes die Speicherräume des Netzes bis zur Höhe der niedrigsten Überlaufschwelle berücksichtigt wurden. Das Netz weist mehr Speicher auf als dieses Volumen auf; dieses Volumen kann nur bei der hydrodynamischen Berechnung berücksichtigt werden.

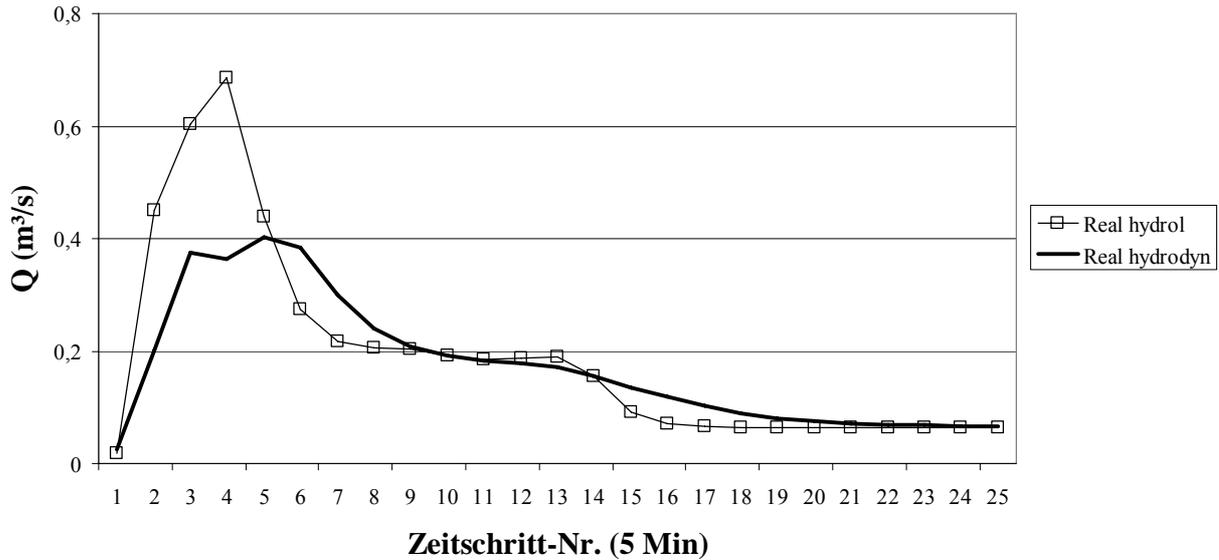


Abb. 35: Vergleich der hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien am Systemende, Netz Hei, tatsächliches Netz, Ereignis vom 25.06.1977

Bei Vergleich der entsprechenden Ganglinien des Netzes der Vorberechnung hingegen ergeben sich hingegen keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Ganglinien. Das bedeutet, dass die Entlastungsmenge aus dem fiktiven Becken, die der zulässigen Entlastung entspricht, bei beiden Berechnungsverfahren sehr ähnlich ist; die tatsächliche Entlastung hingegen ist bei der hydrodynamischen Berechnung wie ausgeführt wegen der Speicherung im Kanalnetz geringer, so dass sich weniger benötigtes Beckenvolumen ergibt.

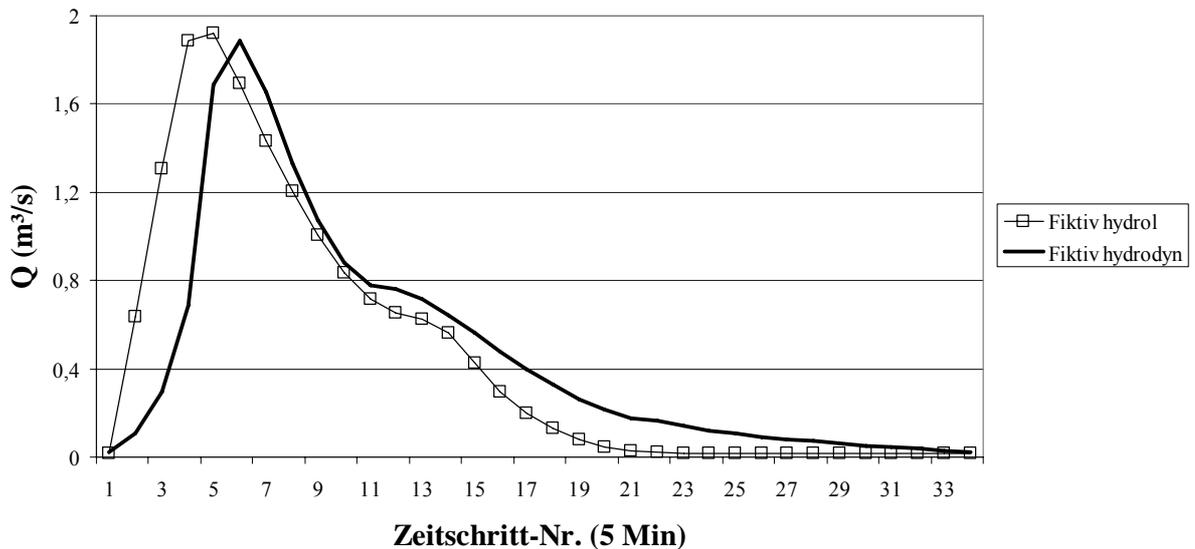


Abb. 36: Vergleich der hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien am Systemende, Netz Hei, fiktives Netz, Ereignis vom 25.06.1977

Der Vergleich der Abflussganglinien am realen System hat gezeigt, dass deutliche Unterschiede zwischen den berechneten Ganglinien bestehen. Die Bemessung von Regenentlastungsanlagen nach dem Arbeitsblatt A128 basiert zwar derzeit in Deutschland auf ei-

nem Vergleichsverfahren; die absoluten Entlastungsmengen und –frachten sind für die Bemessung nicht von ausschlaggebender Bedeutung. Für den Vergleich der Berechnungsmethoden allerdings ist es dennoch interessant, dass die hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Mengen stark voneinander abweichen. Diese Werte sind für Immissionsbetrachtungen, die in Zukunft sicher an Bedeutung gewinnen werden, entscheidend.

Weitere Vergleiche von Abflussganglinien erfolgen im nächsten Kapitel. Dabei werden die wesentlichen Ursachen für die auftretenden Unterschiede herausgestellt und Wege aufgezeigt, die zu einer besseren Übereinstimmung führen.

Wie gezeigt wurde, ergeben sich die Unterschiede bei der Ermittlung des Volumens der Regenwasserbehandlungsanlagen im Wesentlichen durch die Veränderung des Abflussverhaltens des Netzes für die Vorberechnung. Zu erwarten ist, dass die Differenzen von Parametern abhängen, die diese Unterschiede beschreiben. Parameter zur Beschreibung dieser Veränderung sind das Volumen des Kanalnetzes und die Differenz zwischen den Fließzeiten am fiktiven und tatsächlichen Netz ist.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse bestätigte diese Annahme: Es ergaben sich deutliche Abhängigkeiten zwischen dem Verhältnis des erforderlichen Volumens der Regenwasserbehandlung und der absoluten Veränderung des Gesamtvolumens der Sammler bzw. der Fließzeit zwischen fiktivem und tatsächlichem Netz. Im Hinblick auf die Fließzeit zeigte sich, dass die Fließzeit bei Vollfüllung eine deutlich bessere Abhängigkeit ergab als die Schwerpunktslaufzeit; daher sind im Folgenden die Abhängigkeiten dargestellt, die sich aus der Fließzeit bei Vollfüllung ergeben haben. Das Verhältnis der Volumina wurde dabei als Quotient aus dem erforderlichen Volumen bei hydrodynamischer Simulation zu dem erforderlichen Volumen bei hydrologischer Simulation gebildet. Die Volumendifferenz in Spalte (5) gibt dabei an, um welches Volumen das Netz bei der Vorberechnung vergrößert werden musste, um Einstau zu vermeiden.

Tabelle 20: Abhängigkeit der Änderung des erforderlichen RÜB-Volumens von der Änderung der Fließzeit und des Volumens des Kanalnetzes

Netz	RÜB-Volumen hydrologisch (m <sup>3</sup> )	RÜB-Volumen hydrodynamisch (m <sup>3</sup> )	Verhältnis der Volumina	Volumenvergrößerung Vorberechnung (m <sup>3</sup> )	Fließzeitdifferenz fiktiv-tatsächlich (Min)
(1)	(2)	(3)	(4) = (3)/(2)	(5)	(6)
Bern	123	119	0,967	686	5,2
Ste	110	91	0,827	807	21,3
Eck	473	449	0,949	1487	7,4
Rba	193	185	0,959	976	6,2
Teg	143	141	0,986	208	1,2
Raur	209	191	0,914	679	7,7
Hei	2388	1877	0,786	12140	33,0
Mühl	2497	1858	0,831	23564	28,8
Scta	960	810	0,784	18188	51,5
Mai	2869	2248	0,784	9394	27,8

Die deutlichste Abhängigkeit ergab sich zwischen dem Verhältnis der Volumina und der Differenz der Fließzeiten bei logarithmischem Ausgleich; der Korrelationskoeffizient ergab sich zu 0,93. Die Beziehung ist in der folgenden Abbildung 37 dargestellt.

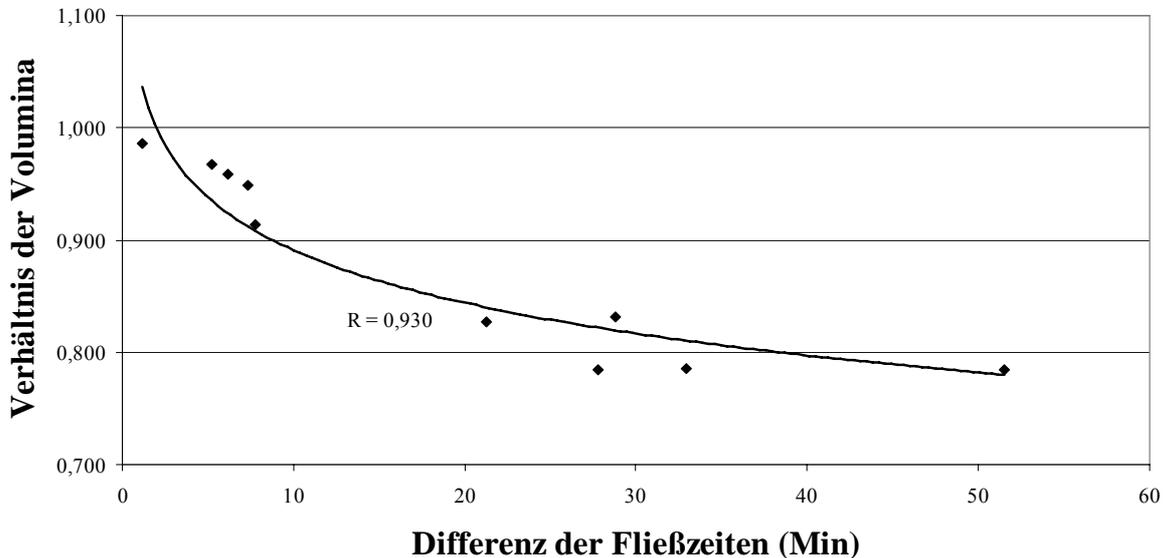


Abb. 37: Abhängigkeit der Volumendifferenz von der Änderung der Fließzeit

Auch zwischen der Volumenänderung des Netzes durch die Veränderung der Querschnitte bei der Vorberechnung und den Unterschieden in dem benötigten Volumen ließ sich eine Abhängigkeit aufzeigen; der Korrelationskoeffizient ist mit 0,829 zwar etwas geringer als der für die Änderung der Fließzeit, aber für beide Parameter besteht eine Abhängigkeit zum Verhältnis der Volumina.

#### 8.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach A128

Ein wesentlicher Unterschied zu dem Vorgehen nach dem Arbeitsblatt A117 ist, dass sich das erforderliche Speichervolumen der Regenwasserbehandlungsanlagen nicht direkt ergibt, sondern durch Vergleich der modellspezifischen Entlastungsfrachten. Das erforderliche Speichervolumen ist für jedes Kanalnetz iterativ zu bestimmen, indem das Beckenvolumen so lange erhöht wird, bis die tatsächliche Entlastungsfracht geringer oder gleich der zulässigen ist.

Die Differenzen in den Beckenvolumina bei den hier zum Einsatz gekommenen unterschiedlichen Berechnungsverfahren ergeben sich daher nicht aus einem Vergleich der hydrologisch und hydrodynamisch ermittelten Berechnungsergebnisse, sondern aus dem jeweiligen Vergleich der Entlastungen aus dem fiktiven und dem tatsächlichen Netz. Daher sind die Veränderungen an dem Netz bei der Vorberechnung entscheidend: Bei der hydrologischen Berechnung werden bei beiden Berechnungsgängen identische Parametersätze verwendet, was bedeutet, dass die Abflussverformung in den Teilnetzen identisch ist; eine Berücksichtigung des im Kanalnetz vorhandenen Beckenvolumens erfolgt nur teilweise. Bei der hydrodynamischen Berechnung hingegen wird das Kanalnetz für

die Vorberechnung so verändert, dass das tatsächlich vorhandene Speichervolumen im Netz nicht genutzt wird; bei der Berechnung am tatsächlichen Netz hingegen wird durch die starke Drosselung an den Regenüberlaufbecken zusätzliches Volumen aktiviert. Daher sind die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen im Wesentlichen darin begründet, dass bei der hydrodynamischen Berechnung zwei unterschiedliche Netze verwendet werden mit bzw. ohne Berücksichtigung des vorhandenen Speichervolumens.

Mit hydrologischen kalibrierten Modellen ließen sich ähnliche Berechnungsergebnisse erzielen, wenn eine Eichung des verfügbaren Speichervolumens vorgenommen würde. Hierzu sind allerdings umfangreiche Vorberechnungen mit einem hydrodynamischen Modell erforderlich, um das im langfristigen Mittel nutzbare Kanalvolumen zu bestimmen.

## **9 Anpassung der Kanalnetze für die hydrologische Berechnung und Konsequenzen der Anpassung auf die Berechnungsergebnisse**

Unter dem Begriff „Anpassung der Kanalnetze“ wird im Folgenden verstanden, dass die Aufbereitung der Kanalnetze dahingehend verändert wird, dass die tatsächlichen Abflussvorgänge im Kanalnetz bei der Berechnung berücksichtigt werden können. Die Anpassung wurde für einige ausgewählte Kanalnetze vorgenommen. Im Anschluss daran wurden die Vergleichsberechnungen für diese Netze erneut durchgeführt.

Die Ergebnisse hydrologischer Berechnungen weichen bei Starkregenereignissen deutlich von denen hydrodynamischer Berechnungen ab, wenn ein hydrologisch lineares Modell eingesetzt wird, da in diesem Fall eine n-fache Niederschlagsintensität einen n-fachen Abfluss zur Folge hat. In der Realität jedoch ist dies nicht der Fall, da die Leistungsfähigkeit einzelner Haltungen oder Kanalstränge nicht ausreicht, um den Abfluss ohne Ein- bzw. Überstau abzuführen; der Abfluss durch diese Haltungen steigt auch bei höherem Zufluss nicht weiter an.

Trotz dieses Mankos hydrologischer Modelle können diese nach dem DWA-Arbeitsblatt 118 bei der Berechnung mit Einzelmodellregen zur Ermittlung der für die Auslegung neuer Kanäle maßgeblichen Abflüsse herangezogen werden. Nach diesem Arbeitsblatt besteht die Möglichkeit, die Neubemessung von Entwässerungssystemen mit hydrologischen Modellen durchzuführen; die Kanalnetze werden dabei mit einem Modellregen vom Typ Euler II belastet. Einschränkend ist ausgeführt, dass die Anwendung hydrologischer Abflussmodelle nur bei Kanalnetzen erfolgen sollte, bei denen Rückstau und Fließumkehr für die betrachteten Lastfälle nur eine untergeordnete Rolle spielen.

In Bayern werden häufig aus den Ergebnissen der Langzeitsimulation nach ATV A128 die ermittelten Entlastungsmaxima für die Wasserrechtsbescheide übernommen. Oder es werden zur Ermittlung des erlaubten Einleitungsabflusses Kanalnetzrechnungen mit Einzelmodellregen verschiedener Häufigkeiten durchgeführt.

Wie stark aber sind die Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen hydrologischer und hydrodynamischer Modelle bei Ansatz von Einzelmodellregen? Sind die Ergebnisse hydrologischer Berechnungen für diesen Anwendungsfall noch als realitätsnah zu betrachten? Die folgenden Vergleichsberechnungen sollen helfen, diese Fragestellungen zu beantworten. Zugleich aber wurden sie durchgeführt, um eine Grundlage für die Auswahl der zur Anpassung verwendeten Kanalnetze zu erhalten.

### **9.1 Vergleichsberechnungen für Einzel-Modellregen**

Zur Überprüfung, wie groß die Abweichungen zwischen den mit hydrologischen Modellen ermittelten Abflüssen und denen der mit hydrodynamischen Modellen berechneten ist, wurden alle Netze der Gruppe 1 sowohl hydrologisch als auch hydrodynamisch mit Einzelmodellregen der Häufigkeiten  $n = 1, 0,5, 0,33$  und  $0,2$  berechnet.

Bei den Einzelmodellregen handelt es sich um Modellregen des Typs Euler 2 mit einer Dauer von 30 Minuten, die bereits bei den Projektbearbeitungen verwendet wurden. Die Niederschlagsmengen der 5-Minuten-Intervalle der Modellregen sind in der folgenden

Tabelle aufgelistet.

Tabelle 21: Niederschlagsmengen der verwendeten Modellregen in mm/5 Min

Häufigkeit	Intervall-Nr.					
	1	2	3	4	5	6
n = 1	2,90	5,90	1,50	1,10	0,80	0,80
n = 0,5	3,80	7,30	2,30	1,50	1,15	1,15
n = 0,33	4,50	8,00	2,60	1,90	1,30	1,30
n = 0,2	5,30	9,00	3,10	2,20	1,55	1,55

Für die Vergleichsberechnungen wurde am Systemende ein Regenüberlaufbecken angeordnet. Das Volumen des Beckens wurde entsprechend Tabelle 14, Kapitel 8.2 gewählt. Verglichen wurden die maximalen Entlastungen aus dem Regenüberlaufbecken, da diese die für die Beurteilung der Gewässerbelastung relevanten Werte darstellen. Dieser Wert entspricht annähernd dem maximalen Zulauf, da auf Grund des relativ geringen Beckenvolumens im Vergleich zum Gesamtabflussvolumen die maximale Entlastungsmenge annähernd dem maximalen Zufluss entspricht.

Da das verwendete hydrologische Modell nur eine Ganglinienausgabe in 5-Minuten-Schritten vorsieht, wurden die Ausgabewerte des hydrodynamischen Modells ebenfalls auf 5 Minuten bezogen. Hier ist kritisch anzumerken, dass eigene Untersuchungen gezeigt haben, dass durch die Mittelung des Spitzenabflusses auf 5 Minuten die tatsächliche Spitze des Abflusses stark gedämpft wird; hydrologische Modelle sind somit nicht in der Lage, einen anderen Spitzenabfluss als den des maximalen 5-Minuten-Intervalls zu liefern. Allerdings ist im DWA-Regelwerk kein Hinweis darauf zu finden, welches Zeitintervall der Angabe des Abflussmaximums zu Grunde liegen sollte.

In der folgenden Abbildung ist das Verhältnis der Spitzenwerte aus hydrologischer und hydrodynamischer Berechnung vergleichend dargestellt. Das Verhältnis gibt den Quotienten aus hydrologischer Entlastungsspitze zu der entsprechenden hydrodynamischer Entlastungsspitze an. Die Zahlenwerte und die Absolutwerte sind als Anhang 3 beigelegt. Die Ergebnisse wurden in den Tabellen nach der mittleren Abweichung über die vier Modellregen geordnet.

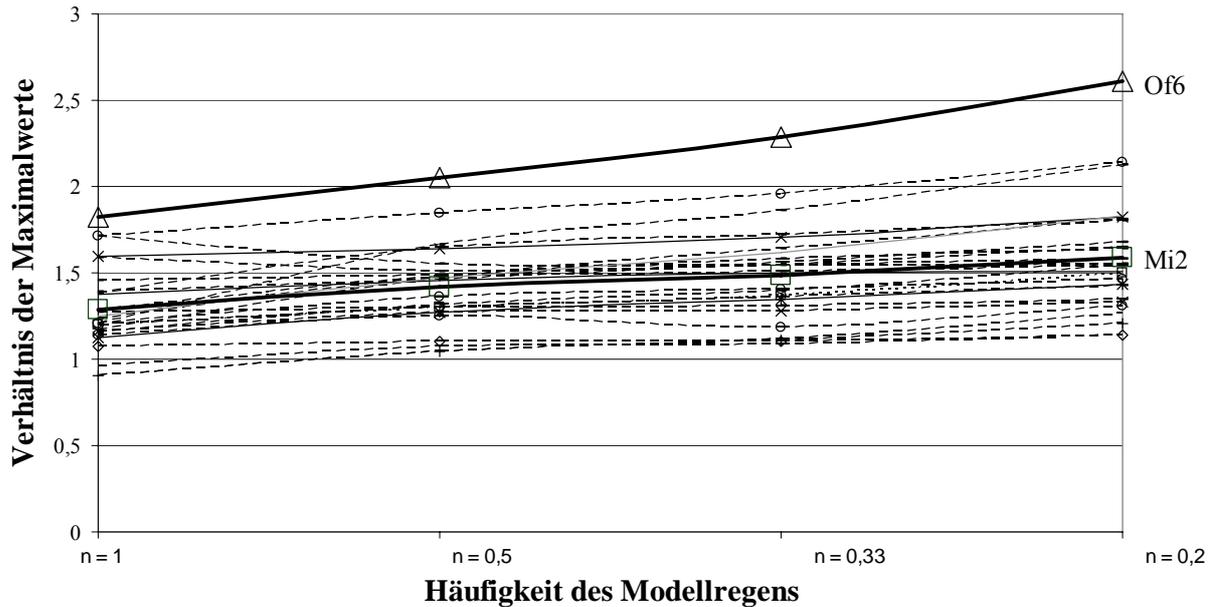


Abb. 38: Verhältnis der Entlastungsspitzen aus Modellregen bei hydrologischer und hydrodynamischer Simulation

Die Zahlen und die Abbildung zeigen deutlich, dass erwartungsgemäß das Verhältnis zwischen den hydrologisch und hydrodynamisch berechneten Werten größer wird, wenn die Intensität des Bemessungsregens zunimmt. Ursache hierfür ist die zuvor bereits angesprochene unzureichende Leistungsfähigkeit einzelner Netzteile. Diese hat zur Folge, dass bei Erreichen des Maximaldurchflusses (Überstau) der Durchfluss bei der hydrodynamischen Berechnung nicht mehr zunehmen kann, während er bei der hydrologischen Berechnung weiter steigt.

Die Abweichungen der Berechnungsergebnisse sind in den einzelnen Netzen stark unterschiedlich: Bei drei Kanalnetzen ergeben sich für den Modellregen  $n = 1$  aus der hydrologischen Berechnung geringere Abflüsse als aus der hydrodynamischen Simulation; die Abweichungen der hydrologischen Berechnung liegen für diese Belastung zwischen -9,5 und 82,6 % und weisen damit eine große Bandbreite auf. Für den Modellregen  $n = 0,2$  betragen die Abweichungen zwischen 14,0 und 161,3 %; die Bandbreite hat deutlich zugenommen. Zur Erinnerung sei hier nochmals darauf hingewiesen, dass alle Netze saniert waren, so dass sie keinen unzulässigen Überstau aufwiesen.

Die mittlere Abweichung der Berechnungsergebnisse ist für die Netze am geringsten, die die größte Leistungsfähigkeit aufwiesen und nur in Teilbereichen Einstau bzw. für die intensiven Modellregen Überstau. Besonders groß sind die Abweichungen in den Netzen, in denen Haltungen am Systemende überlastet waren (Mi2, Of6). Die genauen Ursachen werden beispielhaft für das Netz Of6 im nächsten Abschnitt beschrieben.

Erwartungsgemäß sind hydrologische Modelle ohne Anpassung der Kanalnetzdaten zur Ermittlung von Spitzenwerten nur bedingt geeignet sind.

## 9.2 Ausgewählte Kanalnetze und Vorgehensweise bei der Anpassung

In der Abbildung 38 sind die Ergebnisse zweier Netze stärker hervorgehoben: Es handelt sich um die Netze Of6 und Mi2. Sie wurden ausgewählt, da das Netz Of6 die größten Abweichungen in den Berechnungsergebnissen aufweist, während das Netz Mi2 in etwa „mittlere“ Abweichungen aufweist.

Weiterhin wurden die Netze Eck, Hei und Mai zur Anpassung herangezogen. Das Netz Eck wurde ausgewählt, da es das Netz der Gruppe 2 mit der größten Einzugsgebietsfläche ist. Die Netze Hei und Mai der Gruppe 3 wurden berücksichtigt, um zu untersuchen, welche Möglichkeiten der Anpassung es bei ausgedehnten Netzen gibt.

### 9.2.1 Vorgehensweise bei der Anpassung

Ziel der Anpassung ist es, die Eingabedaten der hydrologischen Netze so zu verändern, dass die Zufluss- und Entlastungsmengen aus hydrologischer und hydrodynamischer Berechnung annähernd übereinstimmen. Anschließend erfolgt eine Überprüfung, welche Auswirkungen diese Anpassung für Starkregenereignisse auf mittlere Ereignisse hat.

Grundsätzlich sind zwei Möglichkeiten zur Anpassung der Eingabedaten des hydrologischen Modells denkbar:

- Variation der Modellparameter zur Berechnung der Abflusskonzentration. In dem verwendeten Modell KOSIM wird diese mit dem Ansatz der Speicherkaskade berechnet, so dass prinzipiell eine Anpassung durch Veränderung der Parameter  $n$  und  $k$  erfolgen kann. Da der Parameter  $n$  fest zu 3 vorgegeben ist, kann lediglich eine Variation der Speicherkonstanten  $k$  erfolgen.
- Berechnung der Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes und Berücksichtigung dieser Ergebnisse bei der Aufstellung des hydrologischen Modells. Dabei werden die Kanalnetze hydrodynamisch mit Modellregen berechnet; die Ergebnisse dieser Berechnungen werden dahingehend untersucht, welche Haltungen die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit erreicht haben. Das Kanalnetz wird an diesen Punkten unterteilt und es werden Drossel-elemente angeordnet, deren Drosselleistung der Leistungsfähigkeit der jeweiligen Haltung entspricht.

Ein wesentlicher Vorteil der Vorgehensweise nach der zweiten beschriebenen Methode liegt zweifellos darin, dass bei der Aufbereitung des Kanalnetzes für die hydrologische Berechnung die Leistungsfähigkeit des Netzes berücksichtigt wird. Durch diese Vorgehensweise unterliegen die am Systemende berechneten Abflüsse nicht mehr dem Linearitätsprinzip. Daher wurde diese Methode für eine Anpassung der hydrologischen Modelle gewählt.

Die ausgewählten Kanalnetze wurden hydrodynamisch mit Modellregen der Häufigkeit  $n=0,2$  berechnet. Die Berechnungsergebnisse wurden daraufhin ausgewertet, für welche Haltungen die Grenze der Leistungsfähigkeit erreicht war. Kriterium zur Festlegung, ob die Leistungsfähigkeit erreicht war, war das Auftreten von Überstau im Kanalnetz bzw. von Einstau bis kurz unterhalb der Geländeoberkante. Die betreffenden Bereiche des Ka-

nalnetzes wurden daraufhin untersucht, welche Haltungen für das Auftreten der Überlastung verantwortlich waren. Es wurde die Annahme getroffen, dass der Abfluss, der in diesen Haltungen beim 5-jährlichen Bemessungsregen festgestellt wurde, dem Maximalabfluss dieser Haltungen entspricht.

In dem hydrologischen Modell wurde das Einzugsgebiet an diesen Punkten unterteilt und es wurden Regenrückhaltebecken angeordnet, deren Drosselabfluss dem Abfluss beim 5-jährlichen Bemessungsregen entspricht. Das Volumen der Becken wurde so groß gewählt, dass es nicht zu einem Überlaufen kommt. Dadurch ist gewährleistet, dass das gesamte Wasser im System verbleibt. Auf diese Weise wird die Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes auch beim hydrologischen Modell in den kritischen Haltungen berücksichtigt.

Nachdem die hydraulischen Schwachpunkte des Netzes berücksichtigt wurden, wurden die ausgewählten Netze erneut mit den Modellregen der Häufigkeiten  $n=1$ ,  $n=0,5$ ,  $n=0,33$  und  $n=0,2$  berechnet, um die noch vorhandenen Abweichungen festzustellen und gegebenenfalls über eine Anpassung der Speicherkonstanten  $k$  zu minimieren.

### **9.2.2 Anpassung für die Netze Of6, Mi2 und Eck**

Bei den Netzen Of6 und MI2 zeigte sich, dass die Abweichungen zu den Ergebnissen der hydrodynamischen Berechnungen bereits nach Berücksichtigung der hydraulischen Schwachpunkte der Kanalnetze deutlich zurückgegangen waren.

Zur endgültigen Anpassung wurde anschließend die Speicherkonstante  $k$  so verändert, dass die Summe der Abweichungen der Entlastungsspitzen zwischen hydrodynamischer und hydrologischer Berechnung über alle 4 Modellregen zu annähernd Null wurde. Es zeigte sich, dass die Speicherkonstante  $k$  nach Berücksichtigung der hydraulischen Schwachpunkte nur noch geringfügig verändert werden musste. Das bedeutet, dass die Berücksichtigung der hydraulischen Leistungsfähigkeit das wesentliche Kriterium für die Anpassung des Netzes darstellt.

Im Detail erfolgte die Anpassung für die Kanalnetze Of6 und Mi2 wie im Folgenden beschrieben:

#### Netz Of6

Das Kanalnetz weist rd. 90 Haltungen auf bei einer Gesamtfläche von ca. 18,6 ha und einer abflusswirksamen undurchlässigen Fläche von rd. 6,7 ha. Am Systemende befindet sich ein Regenüberlaufbecken rd. 80 m außerhalb der geschlossenen Bebauung. Der Zulaufsammler zum Regenüberlaufbecken ist in der Lage, den Abfluss aus dem einjährigen Bemessungsregen ohne Überstau abzuleiten; bei den intensiveren Modellregen hingegen ist die Leistungsfähigkeit des Sammlers erreicht bzw. überschritten. Aus diesem Grund nehmen die Entlastungsspitzen aus dem Regenüberlaufbecken, die sich aus der hydrodynamischen Berechnung ergeben, nur bis zu einer Niederschlagshäufigkeit von  $n=0,5$  zu und bleiben anschließend konstant (s. Anhang 3).

Die Vorberechnung des Kanalnetzes mit dem 5-jährlichen Bemessungsregen ergab, dass an folgenden Haltungen die Leistungsfähigkeit überschritten wurde:

Haltung	Maximale Leistungsfähigkeit (l/s)
OF22-OF32	226
OF35-OF36	331
OF51-OF52	375
OF78-OF79	285
OF94-OF95	363
OF96-OF98	642

An den angegebenen Haltungen wurde das Kanalnetz in Teilgebiete unterteilt und es wurden Regenrückhaltebecken angeordnet, deren Drosselabfluss der maximalen Leistungsfähigkeit der Haltungen entspricht. Die Flächengrößen und Trockenwetterabflüsse des Gesamtsystems wurden entsprechend ihrer Zuordnung auf die einzelnen Teilgebiete aufgeteilt.

Die Ergebnisse der Nachrechnung mit dem so angepassten Netz sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Zum Vergleich sind auch die Ergebnisse aus der hydrologischen Berechnung mit dem ursprünglichen, nicht angepassten Netz aufgeführt sowie die Ergebnisse der hydrodynamischen Berechnung, an die die Anpassung erfolgen soll.

Tabelle 22: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit – Netz Of6

Niederschlags- häufigkeit	maximale Entlastun- gen hydrologisch oh- ne Anpassung	maximale Entlastun- gen hydrologisch, Be- rücksichtigung der Leistungsfähigkeit	maximale Entlas- tungen hydrodyna- misch
n = 1	1019	585	558
n = 0,5	1302	635	635
n= 0,33	1454	635	635
n = 0,2	1659	635	635

Man sieht, dass die Nachrechnung Ergebnisse liefert, die sich für die Häufigkeiten  $n=0,5$  bis  $n=0,2$  bereits mit den Ergebnissen der hydrodynamischen Berechnung decken; Grund dafür ist die begrenzte Leistungsfähigkeit des Zulaufsammlers zum Regenüberlaufbecken. Lediglich für  $n=1$  weichen die Ergebnisse noch geringfügig voneinander ab.

Zur endgültigen Anpassung wurde die Speicherkonstante  $k$  so weit erhöht, bis auch die Entlastungen beim einjährigen Bemessungsregen übereinstimmen.

Netz Mi2

Das Kanalnetz weist rd. 120 Haltungen auf bei einer Gesamtfläche von ca. 29,8 ha und einer abflusswirksamen undurchlässigen Fläche von rd. 15,8 ha. Am Systemende befindet sich ein Regenüberlauf.

Bei der Vorberechnung des Kanalnetzes mit dem 5-jährlichen Bemessungsregen zeigte sich, dass an folgenden 5 Haltungen die Leistungsfähigkeit überschritten wurde:

Haltung	Maximale Leistungsfähigkeit (l/s)
253.2-253.1	366
251-HPT236.18	477
236.19-236.18	251
245-244	908
245.10-245.9	661

Das Kanalnetz wurde analog zu dem Netz Of6 an diesen Haltungen unterteilt und es wurden Regenrückhaltebecken angeordnet, deren Drosselabfluss der maximalen Leistungsfähigkeit der Haltungen entspricht.

Die Ergebnisse der Nachrechnung mit dem so veränderten Netz lieferten folgendes Bild:

Tabelle 23: Ergebnisse der Vergleichsrechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit, Netz Mi2

Niederschlags- häufigkeit	maximale Entlastun- gen hydrologisch oh- ne Anpassung	maximale Entlastun- gen hydrologisch, Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit	maximale Entlas- tungen hydrodyna- misch
n = 1	1658	1586	1418
n = 0,5	2472	1731	1663
n= 0,33	2851	1760	1740
n = 0,2	3276	1815	1811

Auch dieser Ergebnisvergleich zeigt, dass die Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der einzelnen Haltungen bereits zu Ergebnissen führt, die sich annähernd mit denen der hydrodynamischen Berechnung deckt. Durch eine geringfügige Veränderung der Speicherkonstanten wurde erreicht, dass die Summe der mittleren Abweichung über die vier Modellregen annähernd zu Null wurde. Die Ergebnisse nach der endgültigen Anpassung sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Tabelle 24: Ergebnisse der Vergleichsrechnungen nach Anpassung

Niederschlags-häufigkeit	maximale Entlastungen hydrologisch nach Anpassung	maximale Entlastungen hydrodynamisch
n = 1	1439	1418
n = 0,5	1651	1663
n = 0,33	1746	1740
n = 0,2	1800	1811
Im Mittel:	1659	1658

Man sieht, dass sich Spitzenwerte durch eine Anpassung der hydrologischen Modelle auch hydrologisch sehr genau ermitteln lassen. Die Anpassung für das Netz Eck erfolgte auf die gleiche Weise.

Zur Überprüfung, ob die Unterteilung der Netze in mehrere Teilsysteme Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse mittlerer Niederschlagsereignisse hat, wurden die drei Kanalnetze Of6, Mi2 und Eck nach der Anpassung erneut mit den zuvor ausgewählten mittleren Niederschlagsereignissen belastet und die resultierenden Abflussganglinien denen der hydrodynamischen Berechnung gegenüber gestellt.

Die Abflussganglinien sind in den folgenden Diagrammen beispielhaft für das Netz Of6 gegenübergestellt. Die entsprechenden Ganglinien für die Netze Mi2 und Eck sind in Anhang 4 zu finden. Die Diagramme lassen erkennen, dass in vielen Fällen durch die Anpassung der Modellparameter eine – wenn auch geringfügig – verbesserte Abbildung des Abflussvorgangs erreicht werden konnte. Keinesfalls kommt es durch die Unterteilung der Kanalnetze zu realitätsfernen Abflussberechnungen.

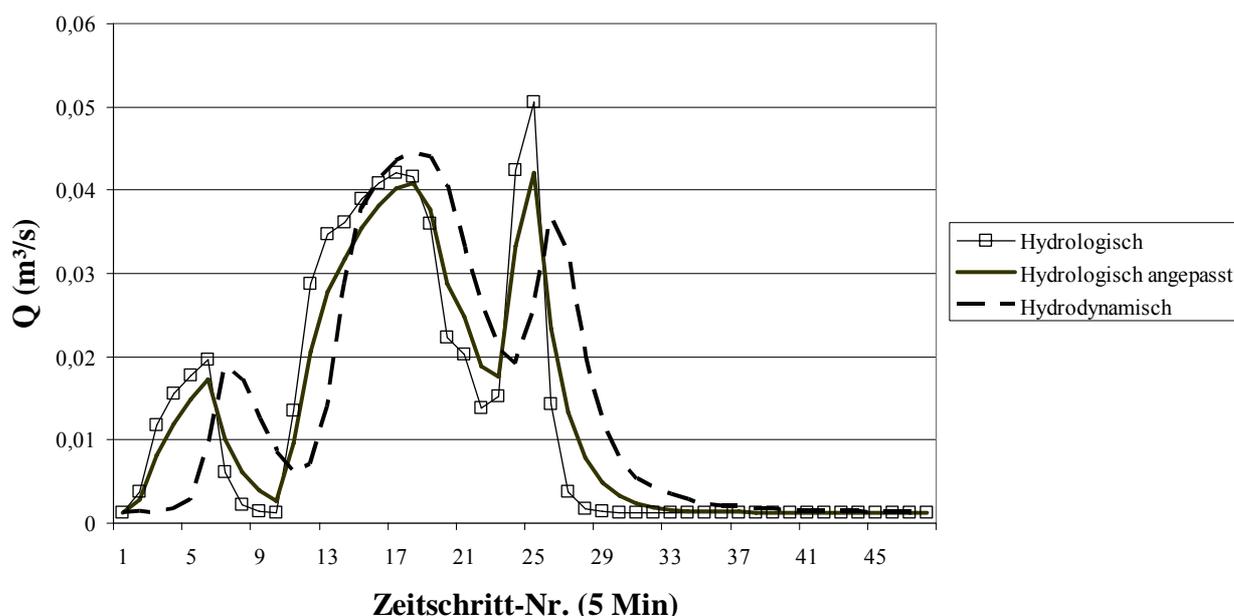


Abb. 39: Vergleich der Zulaufganglinien zum RÜB Of6 – Ereignis vom 22.01.1977

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

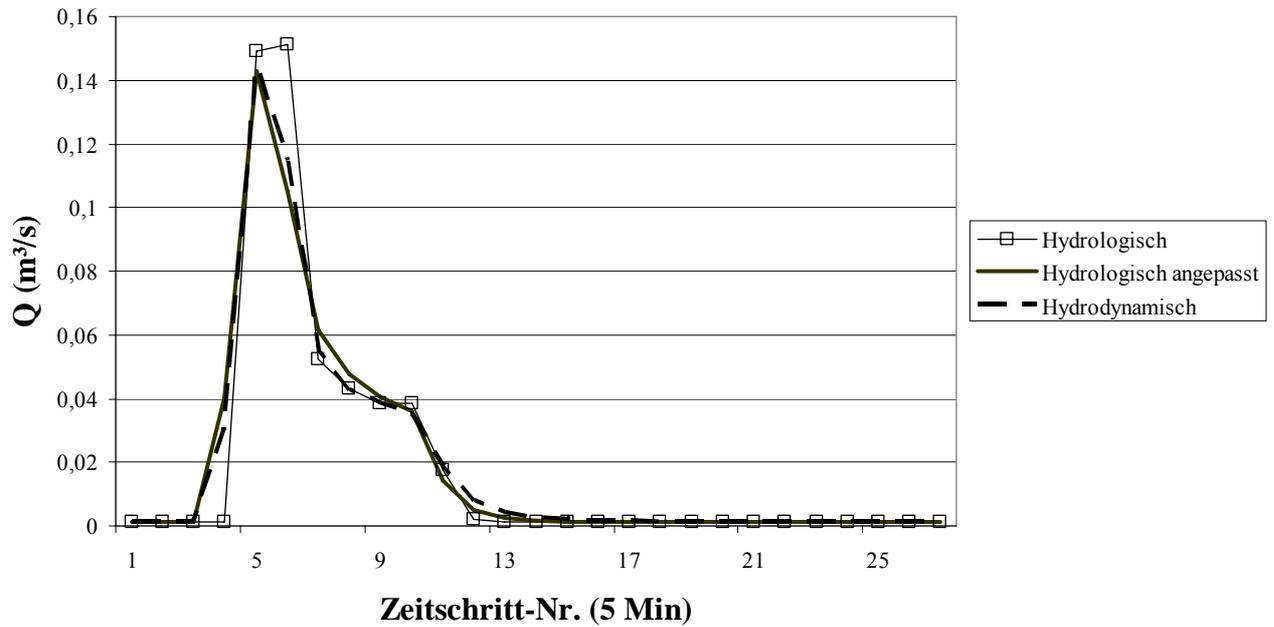


Abb. 40: Vergleich der Zulaufganglinien zum RÜB Of6 – Ereignis vom 05.06.1977

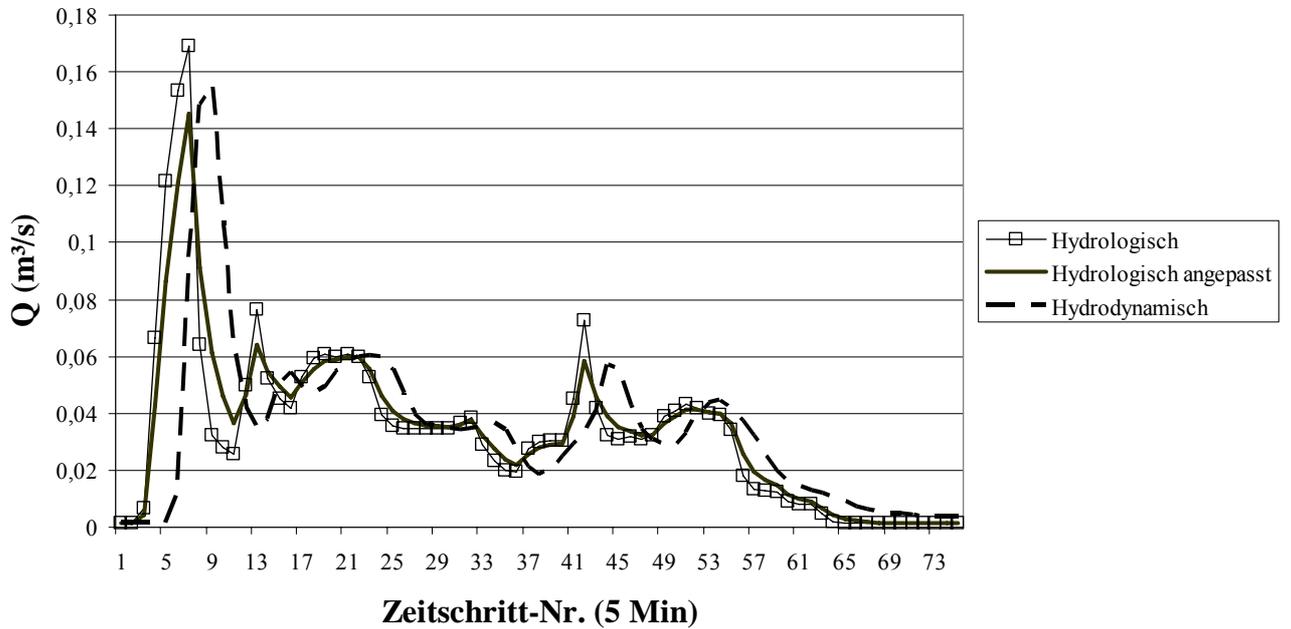


Abb. 41: Vergleich der Zulaufganglinien zum RÜB Of6 – Ereignis vom 25.07.1977

### 9.3 Auswirkungen der Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenrückhalteräumen

Um die Auswirkungen der Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Rückhalteräumen zu prüfen, wurde für die Netze Of6 und Mi2 nach Anpassung der Gebietsparameter erneut das erforderliche Rückhaltevolumen mittels Langzeitsimulation bestimmt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Zum Vergleich sind ebenfalls die Ergebnisse der ursprünglichen hydrologischen Berechnung ohne Anpassung der Parameter und der hydrodynamischen Berechnung aufgeführt. Die angegebenen Abweichungen sind auf die Ergebnisse der hydrodynamischen Berechnung bezogen.

Tabelle 25: Ergebnisse der Bemessung nach A117 – Netze mit und ohne Anpassung

Netz	Wiederkehrzeit T (a)	Vol. hydrologisch ohne Anpassung (m <sup>3</sup> )	Abweichung (%)	Vol. hydrologisch nach Anpassung (m <sup>3</sup> )	Abweichung (%)	Vol. hydrodynamisch (m <sup>3</sup> )
Of6	2	1268	21,81	1166	12,01	1041
	5	1770	27,89	1657	19,73	1384
Mi2	2	2968	3,60	2921	1,95	2865
	5	4166	6,19	4124	5,12	3923

Die Anpassung des Abflussgeschehens führt zu einer Verbesserung der Ergebnisse der Beckenbemessung. So gehen die Abweichungen bei dem Netz Of6 um rd. 9 Prozent zurück, bei dem Netz Mi2 um 1 bis 2 Prozent. Allerdings sind die noch vorhandenen Abweichungen mit 12 bis 20 Prozent bei dem Netz Of6 noch erheblich; eine zufrieden stellende Anpassung ist trotz der Berücksichtigung des Netzverhaltens nicht gelungen.

Die Abweichungen der Berechnungsergebnisse bei dem Netz Mi2 waren bereits vor der Anpassung mit rd. 4 bzw. 6 % deutlich geringer als bei dem Netz Of6; diese sind durch die Anpassung leicht zurück gegangen.

Für das Netz Eck sind die entsprechenden Zahlen in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 26: Ergebnisse der Bemessung nach A117 – Netz Eck mit und ohne Anpassung

Wiederkehrzeit T (a)	Vol. hydrologisch ohne Anpassung (m <sup>3</sup> )	Abweichung (%)	Vol. hydrologisch nach Anpassung (m <sup>3</sup> )	Abweichung (%)	Vol. hydrodynamisch (m <sup>3</sup> )
2	4309	21,86	4016	13,57	3536
5	6020	21,35	5644	13,77	4961

Bei diesem Kanalnetz ist die prozentuale Verbesserung des Ergebnisses bei beiden Wiederkehrzeiten annähernd gleich (rd. 8 Prozent). Allerdings sind die verbleibenden Abweichungen mit annähernd 14 Prozent noch hoch.

Zur Verdeutlichung bzw. Interpretation der oben angeführten Zahlen und Ergebnisse sind in den folgenden Abbildungen die Zulaufganglinien zweier Ereignisse für die zwei untersuchten Netze der Gruppe 1 dargestellt. Es handelt sich um die Ereignisse vom 05.06.1963 und vom 26.06.1983. Diese Ereignisse wurden ausgewählt da ihnen – unabhängig von dem untersuchten Netz – in etwa eine Wiederkehrzeit von 5 Jahren (Ereignis vom 06.06.1963) bzw. von 2 Jahren (Ereignis vom 26.06.1983) zugeordnet wird, und zwar sowohl für die hydrologische als auch die hydrodynamische Berechnung. Daher lassen sich aus den Ganglinien für diese Ereignisse Rückschlüsse auf die festgestellten Abweichungen ziehen. Ebenfalls dargestellt sind die hydrologisch berechneten Zuflussganglinien, die sich ohne Anpassung der Modellparameter ergeben haben.

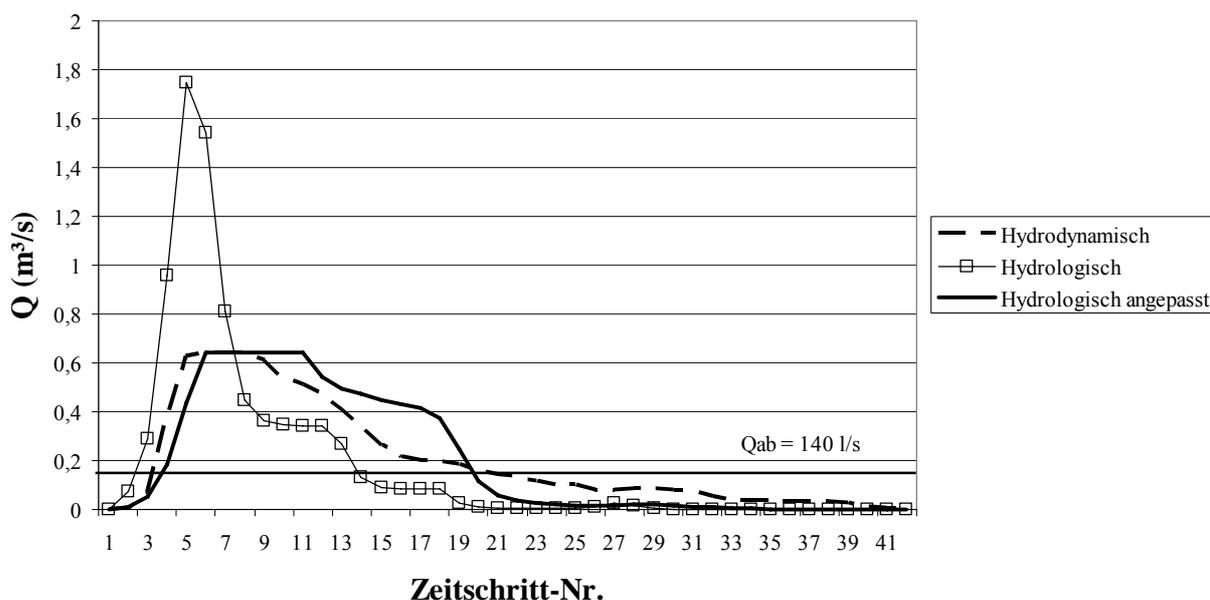


Abb. 42: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Of6 – Ereignis vom 05.06.1963

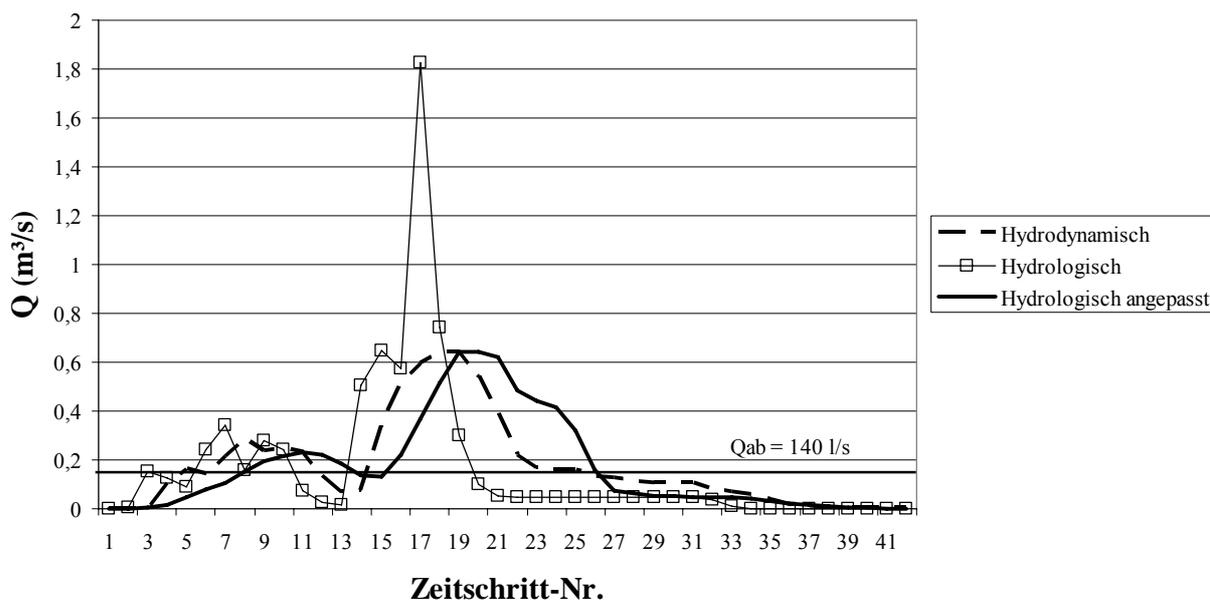


Abb. 43: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Of6 – Ereignis vom 26.06.1983

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

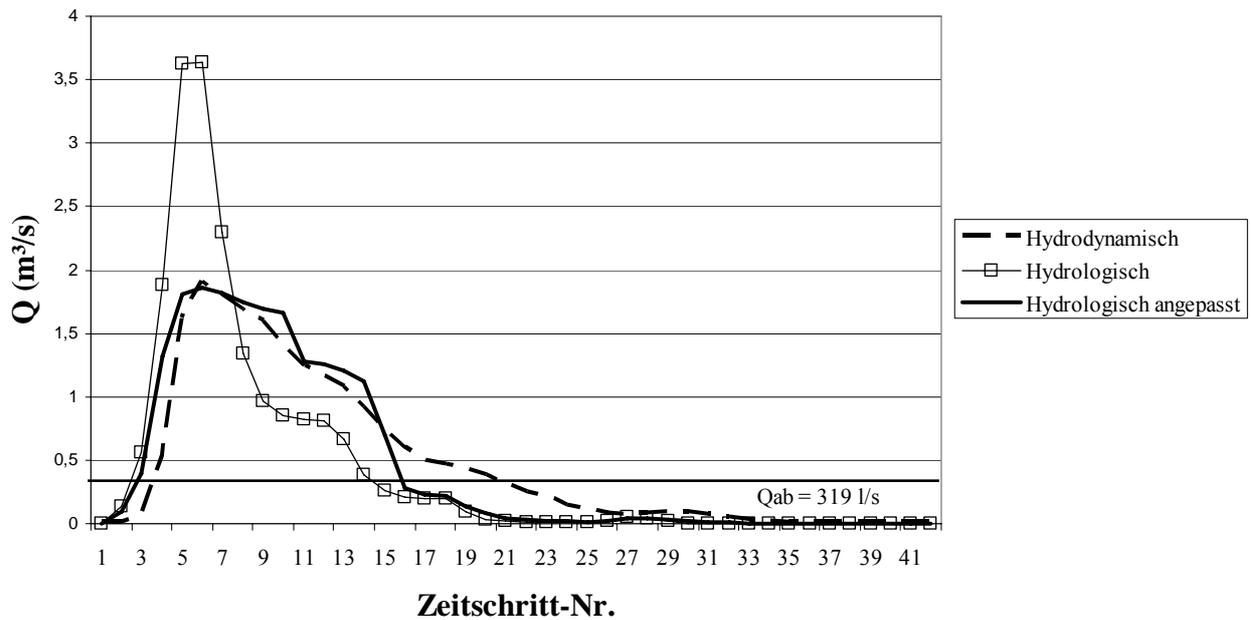


Abb. 44: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Mi2 – Ereignis vom 05.06.1963

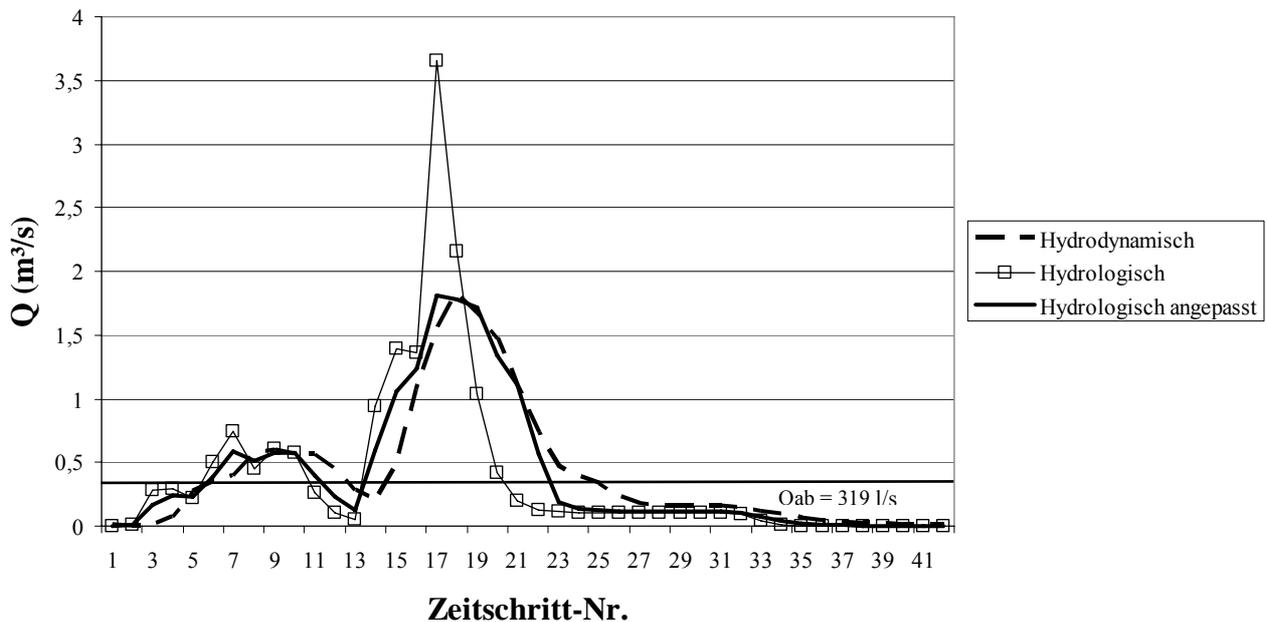


Abb. 45: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Mi2 – Ereignis vom 26.06.1983

Die Abbildungen zeigen sehr deutlich, dass durch die Anpassung des Abflussgeschehens die Form der Ganglinien auch hydrologisch gut abgebildet werden kann; eine Berechnung der Abflussspitzen ist somit ohne weiteres möglich. Die Unterschiede in der Beckenbemessung resultieren im Wesentlichen aus der Berechnung des abfallenden Astes der Abflussganglinien: Während bei der hydrologischen Berechnung ein rascher Rückgang des Abflusses auf den Trockenwetterabfluss zu verzeichnen ist, ist dieser Nachlaufast bei der hydrodynamischen Berechnung deutlich länger; das Netz entleert sich lang-

samer. Daher ist die Mischwassermenge, die durch die Drossel abfließen kann, größer und entsprechend geringer wird die zu speichernde Mischwassermenge.

Eine Anpassung des Entleerungsverhalten des Netzes ist über die Veränderung der Speicherkonstante  $k$  möglich. Exemplarisch wurden die Speicherkonstanten für die Netze Of6 und Mi2 so verändert, bis die hydrologisch ermittelten Ergebnisse der Langzeitsimulation mit denen der hydrodynamischen Berechnung übereinstimmten.

In den folgenden Bildern sind die sich mit diesen Parametersätzen berechneten Zuflussganglinien für das Ereignis vom 05.06.1963 dargestellt; die dicke schwarze Ganglinie ist die mit diesem Parametersatz berechnete.

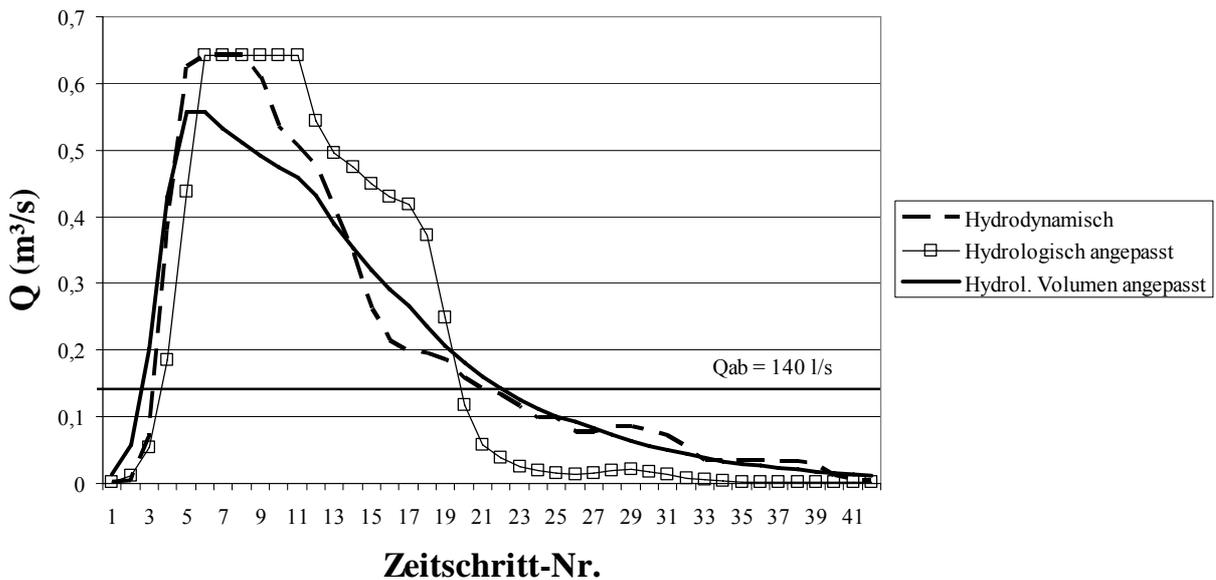


Abb. 46: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Of6 – Ereignis vom 05.06.1963

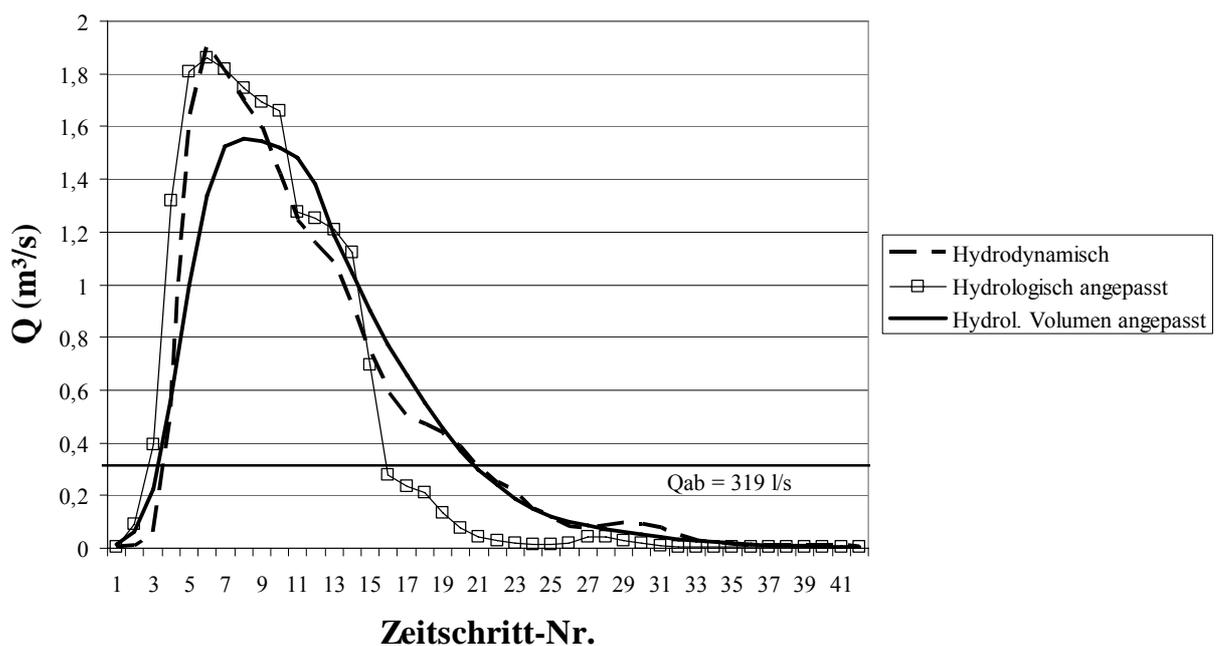


Abb. 47: Vergleich der Zulaufganglinien zum RRB Mi2 – Ereignis vom 05.06.1963

Man kann erkennen, dass durch die erneute Parameteranpassung die Berechnung der Entleerung für beide Modelle annähernd gleich ist. Allerdings geht das zu Lasten der Übereinstimmung der Abflussspitze: Der Maximalwert des Zulaufes ist deutlich geringer als das Abflussvermögen des Kanalnetzes; die Dämpfung des Abflusses ist zu stark.

Diese Ergebnisse lassen folgenden Schluss zu: Hydrologische Modelle können für Starkregenereignisse grundsätzlich das Abflussvolumen über einem vorgegebenem Basisabfluss richtig erfassen **oder** den Spitzenabfluss realitätsnah berechnen. Beide Größen können bei der Mehrzahl der hier untersuchten Kanalnetze mit dem gleichen Parametersatz nicht realitätsnah berechnet werden. Das heißt, dass hydrologische Modelle auf den jeweiligen Anwendungsfall bezogen angepasst werden müssen; eine „universelle“ Anpassung ist nach diesen Ergebnissen nicht möglich.

#### **9.4 Anpassung ausgedehnter Systeme**

Die zuvor beschriebenen Modellanpassungen wurden für relativ einfache, zusammenhängende Netze durchgeführt. Bei diesen Netzen war es möglich, durch Berücksichtigung der hydraulischen Schwachstellen der Netze eine zufrieden stellende Übereinstimmung hinsichtlich der Abflussspitzen zu erzielen.

Bei Kanalnetzen mit langen Transportsammlern müssen für eine solche Übereinstimmung auch ähnliche Ergebnisse bei der Berechnung des Abflusstransportvorgangs erzielt werden. Beispielhaft wurden die Kanalnetze Mai und Hei untersucht.

Bei dem Versuch der Anpassung wurde festgestellt, dass für unten im System liegende Sonderbauwerke, denen Entlastungsbauwerke vorgeschaltet sind, eine deutlich stärkere Veränderung der Speicherkonstanten erforderlich war, um gleiche Spitzenabflüsse zu erzielen, teilweise war eine Übereinstimmung nicht zu erzielen. Ein Ganglinienvergleich hydrologisch und hydrodynamisch berechneter Ganglinien zeigte, dass die Übereinstimmung schlechter war als bei den einfachen Kanalnetzen.

Als Beispiel für auftretende Abweichungen sind in der folgenden Abbildung die hydrologisch und hydrodynamisch ermittelten Zulaufganglinien für das Netz Mai und das Ereignis vom 25.07.1977 am Zentralbecken vor der Kläranlage dargestellt.

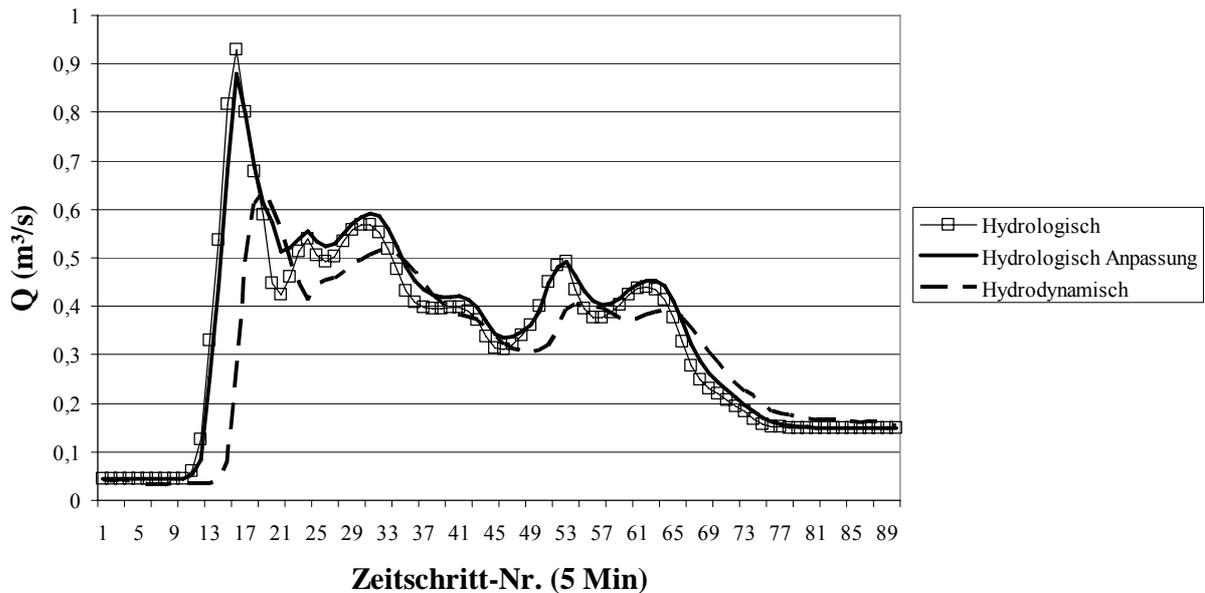


Abb. 48: Vergleich der Zulaufganglinien zum RÜB 5, Netz Mai – Ereignis vom 25.07.1977

Grundsätzlich weisen alle drei Zuflussganglinien einen ähnlichen Verlauf auf. Die zwei hydrologischen Ganglinien sind sehr ähnlich und weisen vergleichbare Spitzen auf; die hydrodynamisch berechnete Zuflussganglinie weist deutlich geringere Spitzen und ein geringeres Volumen auf. Eine Übereinstimmung der Abflussspitzen war bei sinnvoller Wahl der Parameter nicht zu erreichen.

In Folge des geringeren Volumens der Zuflussganglinie ist auch das Entlastungsvolumen geringer, und zwar um rd. 15 % als das bei der ungeeichten Berechnung und um rd. 25 % als das der hydrologisch angepassten Berechnung. Diese Unterschiede sind deutlich.

Ursache für die an dieser Stelle festgestellten Unterschiede ist vor allem die unterschiedliche Verteilung der Entlastungen im Gesamtnetz. Das Netz Mai weist 14 Entlastungsanlagen auf. Die Verteilung der Entlastungen im Gesamtnetz weist bei den drei Vergleichsberechnungen deutlich voneinander ab. Auch in der Summe der Entlastungen ergeben sich bei diesem Ereignis nennenswerte Abweichungen von ca. 6 - 7 %. Abweichungen in dieser Größenordnung zeigten sich auch bei den anderen zwei mittleren Ereignissen. Die Gesamtentlastungen für die drei Ereignisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 27: Netz Mai, Vergleich der Entlastungsmengen für mittlere Ereignisse

Datum	Entlastungsmengen in m <sup>3</sup>		
	Hydrologisch ohne Anpassung	Hydrologisch mit Anpassung	Hydrodynamisch
22.01.1977	363,9	341,8	282,4
25.06.1977	3657,4	3516,5	3340,4
25.07.1977	12988,2	12743,2	12158,9
Gesamt	17009,5	16601,5	15781,7
Abweichungen	7,78 %	5,19 %	

Im Netz Mai zeigen sich demnach merkliche Unterschiede in den berechneten Entlastungsvolumina, selbst für mittlere Ereignisse. Diese können noch als zufrieden stellend angesehen werden. Für das Netz Hei jedoch ergaben sich Abweichungen von mehr als 20%; diese können nicht mehr toleriert werden.

Bei den zuvor untersuchten Netzen der Gruppen 1 und 2, bei denen die Abflusstransformation wegen der geringeren Ausdehnung der Netze keine große Rolle spielte, waren die berechneten Entlastungsmengen hingegen annähernd gleich. Bei den Netzen dieser Gruppen war weiterhin die Speicherwirkung des Netzes nicht so bedeutsam wie bei den hier untersuchten ausgedehnten Netzen.

Zur Untersuchung der Bedeutung der Unterschiede in der Berechnung des Abflusstransportes wurden die Entlastungsmengen des Netzes Hei denen des Netzes Mai (zusammenhängendes Netz mit mittlerem Einfluss des Abflusstransports) und des Netzes Eck (größtes Netz der Gruppe 2, relativ geringe Bedeutung des Abflusstransports) gegenübergestellt. Die Entlastungsmengen für die drei untersuchten Ereignisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 28: Vergleich der Entlastungsmengen für mittlere Ereignisse

Netz	Entlastungsmengen in m <sup>3</sup>		
	Hydrologisch ohne Anpassung	Hydrologisch mit Anpassung	Hydrodynamisch
Eck	3958,3	3952,4	3890,7
Mai	17009,5	16601,5	15781,7
Hei	10385,7	8917,0	8394,0

Tabelle 29: Abweichung der Entlastungsmengen für mittlere Ereignisse

Netz	Abweichungen in %	
	Hydrologisch ohne Anpassung	Hydrologisch mit Anpassung
Eck	1,7	1,6
Mai	7,8	5,2
Hei	23,7	6,2

Um bei der hydrologischen Berechnung für die drei untersuchten Niederschlagsereignisse das gleiche Entlastungsvolumen zu erzielen wie bei der hydrodynamischen Berechnung, ist eine Erhöhung des vorhandenen Speichervolumens erforderlich. Diese muss z. B. bei der Berechnung ohne Anpassung für das Netz Hei 26,2 % betragen. Bei der Berechnung mit Anpassung ist eine Volumenerhöhung von lediglich noch 7,9 % erforderlich.

Es lässt sich aus den in den Tabellen 28 und 29 dargestellten Ergebnissen erkennen, dass die Abweichungen mit zunehmender Bedeutung des Abflusstransports ebenfalls zunehmen. So weist das Netz Eck, in dem der Prozess des Abflusstransports gegenüber dem der Abflusskonzentration bei der hydrologischen Berechnung eine vergleichsweise geringe Bedeutung hat, die kleinsten Differenzen bei Vergleich der zwei Berechnungsverfahren auf. Hingegen sind die Differenzen bei dem Netz Hei, bei dem die Berechnung der Abflussverformung die Ergebnisse wesentlich beeinflusst, die größten Unterschiede auf. Das lässt darauf schließen, dass die Berechnung des Abflusstransports zu den Differenzen zwischen hydrologischer und hydrodynamischer Berechnung beiträgt. Wegen dieser Differenzen kommt es zu dem Phänomen, dass sich für unten im System gelegene Sonderbauwerke eine teilweise nur unbefriedigende Übereinstimmung in den Abflüssen erreichen ließ. Eine Anpassung des hydrologischen Modells kann daher nur die mittleren Verhältnisse des gesamten Netzes erfassen; an einzelnen Bauwerken ist mit erheblichen Differenzen zu rechnen.

Wegen der Bedeutung der Abflusstransportvorgänge in ausgedehnten Netzen (ca. 150 bis 200 ha Gesamteinzugsgebietsfläche) wurden detaillierte Untersuchungen zu den Unterschieden in den Ergebnissen der Berechnung der Abflustransformation durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in Kapitel 10 beschrieben.

Eine weitere Ursache für die Differenzen liegt darin, dass mit hydrologischen Modellen die Speicherwirkung des Netzes ohne umfangreiche Vorberechnungen nicht genau genug berücksichtigt werden kann, während hydrodynamische Modelle auf Grund der haltungsbezogenen Abflussberechnung dazu in der Lage sind. So ist das Volumen, das in hydrologischen Modellen zusätzlich berücksichtigt werden muss, um auf die gleichen Entlastungsmengen wie bei hydrodynamischer Berechnung zu kommen, tatsächlich im Netz vorhanden. Zur Verifizierung hydrologischer Modelle müsste dieses Volumen berücksichtigt werden. Die Differenzen im Entlastungsverhalten wurden auch in [55] festgestellt und ebenfalls auf die Unterschiede in der Berücksichtigung des Speicherverhaltens

zurückgeführt.

### **9.5 Auswirkungen der Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenwasserbehandlungsanlagen**

Die Überprüfung, ob eine Anpassung der Kanalnetze auch dazu führte, dass die Abweichungen bei der Bemessung von Regenwasserbehandlungsanlagen im Vergleich zu der hydrodynamischen Berechnung zurückgehen, wurde an den drei im vorigen Kapitel herangezogenen Netzen Eck, Hei und Mai untersucht. Es zeigte sich, dass die Anpassung nur marginale Auswirkungen auf das benötigte Speichervolumen hatte.

Dieses Ergebnis ist auf den ersten Blick erstaunlich, da die Anpassung zu einer deutlichen Verringerung der Abweichungen im Entlastungsverhalten führte. Da die Bemessung bzw. der Nachweis der Regenwasserbehandlungsanlagen aber nicht auf Grundlage der absoluten Entlastungsmengen durchgeführt wird, sondern auf einem Vergleichsverfahren, wirken sich diese Verbesserungen nicht aus. Grund hierfür ist, dass sowohl bei der Vorberechnung als auch bei der Berechnung des tatsächlichen Netzes die gleichen Parameter für die einzelnen Gebiete verwendet werden.

Die Anpassung der Abflüsse wurde für unten im Netz gelegene Einzugsgebiete dadurch erreicht, dass die Speicherkonstante stark verändert (erhöht) wurde, um auf ähnliche Abflussmengen zu kommen. Diese Erhöhung führt in den betreffenden Gebieten zu einer starken Dämpfung der Abflussganglinie, die auch bei der Vorberechnung berücksichtigt werden muss. Durch die Dämpfung des Abflusses bei beiden Berechnungen geht zwar die Entlastung aus dem System in beiden Fällen zurück; der Rückgang liegt in beiden Fällen in der gleichen Größenordnung. Daher muss nach wie in etwa so viel Speichervolumen wie bei der Berechnung ohne Anpassung bereitgestellt werden. Das gesamte erforderliche Volumen entspricht in etwa dem Gesamtspeichervolumen, dass sich nach Anhang 3 des Arbeitsblattes A 128 ergibt. Bei der hydrodynamischen Berechnung hingegen ist das erforderliche Beckenvolumen in Folge der Berücksichtigung von im Netz vorhandenen Speichervolumen geringer als das Volumen nach Anhang 3.

### **9.6 Ergebnisse der Modellanpassung**

Durch die Berücksichtigung der hydraulischen Schwachpunkte des Kanalnetzes ist es bei zusammenhängenden Kanalnetzen kleiner bis mittlerer Größe möglich, eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Abflüsse im Vergleich zu den Ergebnissen einer hydrodynamischen Simulation zu erzielen. Als Verfahren für die Anpassung wird empfohlen, das Kanalnetz hydrodynamisch mit einem Modellregen einer Häufigkeit von  $n = 0,2$  zu simulieren und aus der Berechnung die hydraulischen Schwachpunkte zu ermitteln. An diesen Engpässen werden Rückhaltebecken angeordnet, deren Drosselabfluss der Leistungsfähigkeit der abflussbegrenzenden Haltungen entspricht.

Durch diese Maßnahmen ist es möglich, eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Abflussganglinien für Starkregen zu erzielen. Dennoch zeigte sich, dass nach wie vor zwischen den Ergebnissen der Bemessung von Regenrückhaltebecken mit hydrologischem bzw. hydrodynamischem Modell beträchtliche Unterschiede zu verzeichnen waren. Grund dafür ist, dass das zu speichernde Volumen wesentlich von dem Entleerungs-

verhalten des Netzes abhängt; dieses Verhalten kann durch eine Veränderung der Speicherkonstanten bei der hydrologischen Berechnung angepasst werden. Allerdings geht dadurch die Übereinstimmung der Abflüsse verloren. Es ist daher nach diesen Ergebnissen möglich, entweder das Abflussvolumen über einem vorgegebenen Drosselwert richtig zu erfassen oder den Spitzenabfluss realitätsnah zu berechnen. Beide Größen können für die Mehrzahl der untersuchten Kanalnetze nicht gleichzeitig erfasst werden.

Der Versuch einer Anpassung der hydrologischen Modelle für ausgedehnte Kanalnetze zeigte, dass für unten im System gelegene Sonderbauwerke eine Anpassung schwierig war; die Abflüsse und Entlastungen zeigten merkbare Abweichungen. Auch die Gesamtentlastungen in dem Kanalnetz wiesen nach der Anpassung noch Differenzen zur hydrodynamischen Berechnung auf, auch wenn diese teilweise sehr deutlich zurückgegangen waren. Eine Anpassung der Gesamtentlastungen ist auch bei den hier untersuchten ausgedehnten Netzen möglich, doch muss dafür das tatsächlich vorhandene Speichervolumen durch hydrodynamische Vergleichsberechnungen verifiziert werden.

Auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenüberlaufbecken hatte die Anpassung nur geringfügigen Einfluss. Bei Berücksichtigung des tatsächlich vorhandenen Speichervolumens wird auch bei hydrologischer Berechnung das benötigte Volumen geringer ausfallen.

Nach diesen Ergebnissen ist eine Anpassung der hydrologischen Modelle an eine hydrodynamische Vorberechnung zu empfehlen, um die Ungenauigkeiten zu reduzieren, eine Anpassung erscheint allerdings nur bedingt erfolgsversprechend. Bei der Bemessung von Rückhalteräumen nämlich ergeben sich auch nach Berücksichtigung der hydraulischen Gegebenheiten deutliche Unterschiede, bezogen auf die Ergebnisse einer hydrodynamischen Berechnung. Das tatsächliche Abfluss- und Entlastungsverhalten eines Netzes hingegen kann nach einer Anpassung deutlich besser abgebildet werden.

Der Erfolg einer Anpassung hängt demnach von den Zielvorgaben ab.

## 10 Vergleichsberechnungen zur Abflusstransformation

Die Berechnung der Abflussverformung im Modell KOSIM kann mit dem Ansatz reiner Translation oder mit dem Ansatz von Translation und Retention erfolgen (vgl. Abschnitt 2.4.1). Die im vorigen Abschnitt beschriebenen Vergleichsberechnungen wurden mit dem Ansatz von Translation und Retention durchgeführt. Grundsätzlich sollte dieser Ansatz genauere Ergebnisse liefern, da dabei die Wellenverformung im Kanalnetz berücksichtigt wird. Bei ausgedehnten Netzen ist dieser Einfluss für die Form der Abflussganglinie am Ende des Kanalsnetzes von wesentlicher Bedeutung.

Um einen ersten Anhalt für die Unterschiede der hydrologischen bzw. hydrodynamischen Berechnung der Abflusstransformation zu erhalten, wurde in einem ersten Schritt die Verformung einer Abflussganglinie in einem 1 km langen Kanalabschnitt berechnet. Es wurden vier Berechnungen mit jeweils konstantem Kanalgefälle durchgeführt. Das Gefälle wurde zu 0,01 %, 0,1 %, 1 % und 10 % angenommen. Als Systembelastung wurde eine Abflussganglinie mit einer Spitze von ca. 0,6 m<sup>3</sup>/s gewählt. Der Durchmesser des Kanals wurde einheitlich zu 800 mm gewählt. Für die hydrodynamische Berechnung wurde der 1 km lange Kanalabschnitt in 4 Teilabschnitte von je 250 m Länge unterteilt. Bei der hydrologischen Berechnung wurde der Ansatz der Retention gewählt.

Die Berechnungen zeigten deutliche Unterschiede in den Ergebnissen. Beispielhaft sind in den folgenden Abbildungen die Ergebnisse für die zwei Extrema, das sehr flache Gefälle von 0,01 % und das sehr steile Gefälle von 10 % dargestellt. In den Abbildungen sind die Zuflusswelle und die am Ende des Kanalabschnittes berechneten Abflussganglinien dargestellt.

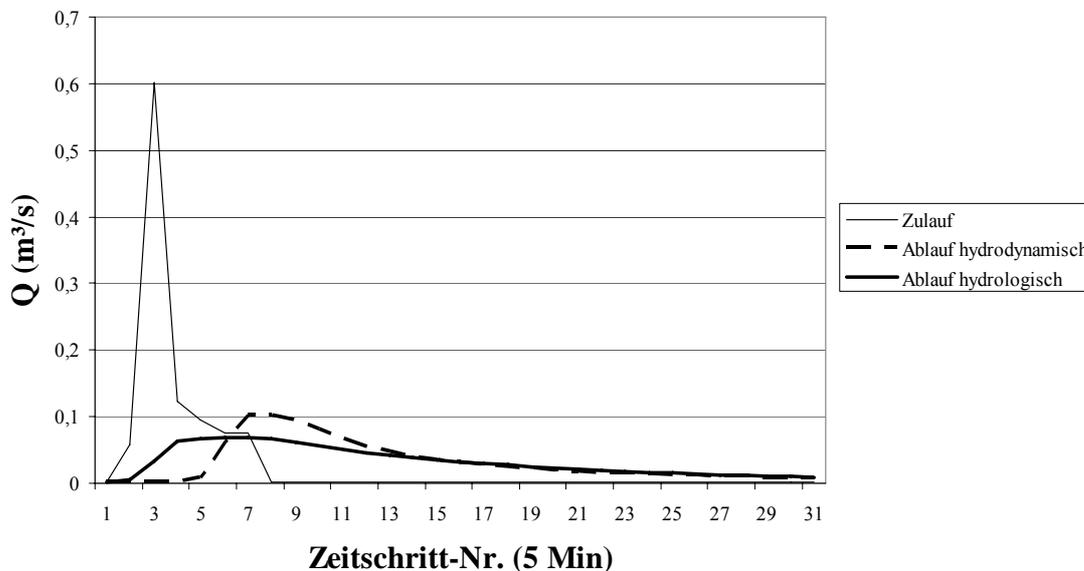


Abb. 49: Vergleich der Abflussverformung, Gefälle = 0,01 %

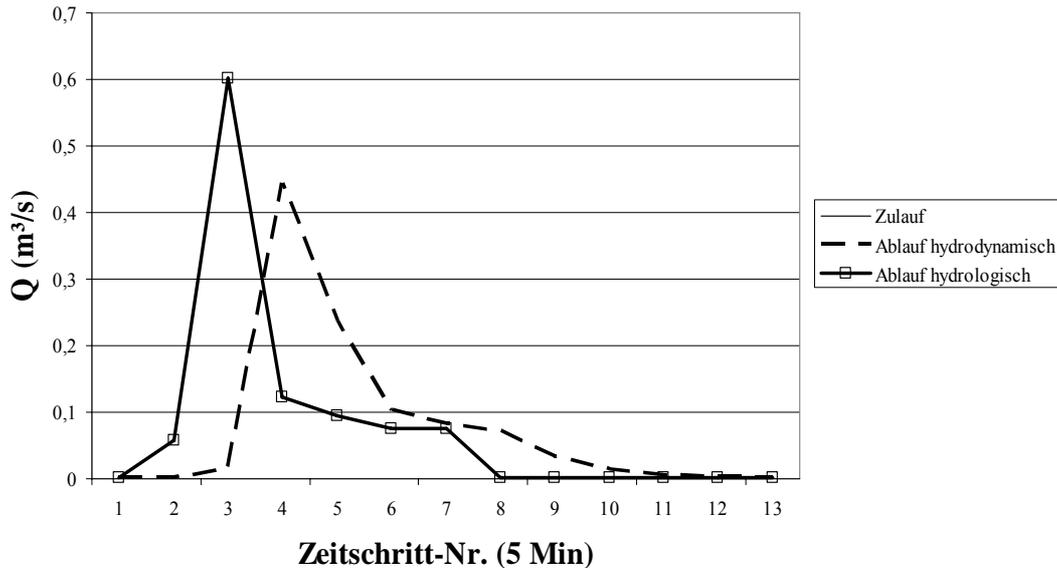


Abb. 50: Vergleich der Abflussverformung, Gefälle = 10 %

In der zweiten Abbildung für das gewählte Gefälle von 10 % sind die Zulaufganglinie und die mit dem hydrologischen Ansatz am Ende des Kanalabschnittes berechnete Ganglinie identisch, da es bei dieser Berechnung weder zu einer Wellendämpfung noch zu Translationseffekten kam. Daher sind Zufluss- und hydrologisch berechnete Abflussganglinie deckungsgleich.

Das hydrologische Berechnungsergebnis für dieses Gefälle ist sicherlich falsch, da es auch bei starkem Gefälle zu einer gewissen Wellendämpfung und zu einer zeitlichen Verschiebung des Schwerpunktes der Ganglinie kommt. Der Spitzenwert der Abflussganglinie wird daher überschätzt und zeitlich zu früh ermittelt. Bei dem flachen Gefälle wird die Abflussspitze unterschätzt; die Welle trifft aber nach wie vor zu früh am Ende des Kanalabschnitts ein.

In dem beschriebenen Beispiel wurde lediglich die Wellenverformung in einem Transportsammler berechnet. In der Praxis liegt aber meist der Fall vor, dass es zu einer Überlagerung von mehreren Abflussganglinien in einem Sammler kommt. Um die Auswirkungen dieser Prozesse zu betrachten, wurde ein fiktives System untersucht. Das System besteht aus einem Transportsammler, in den an drei Punkten der Abfluss aus Teilgebieten eingeleitet wird. Die Teilgebiete wurden zur besseren Veranschaulichung der Vorgänge identisch gewählt, so dass die Zuflussganglinien ebenfalls identisch waren. Der Sammler weist eine Gesamtlänge von 1.500 m auf. Die erste Zuflussganglinie wird am Anfangspunkt des Sammlers eingeleitet, die zweite nach 500 m und die dritte nach 1.000 m. Das folgende Bild zeigt den schematischen Aufbau des Kanalsystems.

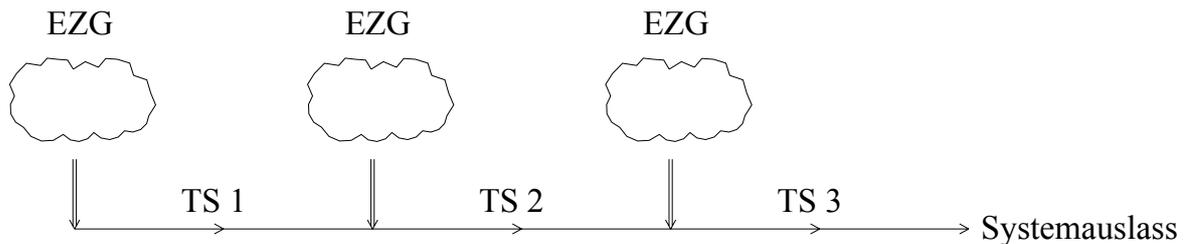


Abb. 51: Prinzipskizze des fiktiven Kanalnetzes für die Vergleichsberechnungen zur Wellenverformung

Es wurden wie zuvor vier Berechnungen mit jeweils konstantem Kanalgefälle für alle drei Sammlerabschnitte durchgeführt. Das Gefälle wurde wiederum zu 0,01 %, 0,1 %, 1 % und 10 % angenommen. Die Abmessungen der einzelnen Sammlerabschnitte wurden so gewählt, dass es bei der höchsten gewählten Belastung nicht zu Einstau kam.

Die Berechnungen erfolgten mit unterschiedlichen Belastungen, um eventuelle Unterschiede im Abflussverhalten bei verschiedenen Auslastungen aufzuzeigen. Die gewählten Belastungen lagen in der Größenordnung von 15 bis 90 % der Vollfüllungsleistung der einzelnen Sammlerabschnitte bzw. – bei dem sehr flachen Gefälle von 0,01 % - einem Wasserstand von 25 bis 80 Prozent der Profilhöhe.

Bei der hydrodynamischen Berechnung erfolgte wiederum eine Unterteilung der Sammlerabschnitte; jeder Abschnitt wurde in 2 gleich lange Abschnitte unterteilt. Im Modell KOSIM wurde der Ansatz der Retention gewählt. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse erfolgte an Hand der Abflussganglinien am Ende des jeweiligen Sammlerabschnittes vor Einleitung der nächsten Zuflusswelle.

Die Berechnungsergebnisse zeigten, dass es bei den Gefällen von 10 % und 1 % zu keiner Dämpfung und zeitlichen Verschiebung der Zuflusswellen kam. Die systemverlassende Abflusswelle ergab sich folglich durch die zeitgleiche Überlagerung der drei Zuflusswellen; die Abflussspitze am Endpunkt des Systems weist einen deutlich zu großen Wert auf. Dieser Effekt tritt bei allen gewählten Belastungen auf.

Bei einem Gefälle von 0,1 % ergab sich eine gute Übereinstimmung für Form und Abflussspitze der berechneten Abflussganglinien für alle Belastungen, allerdings ist eine deutliche zeitliche Verschiebung der Abflussganglinien zu verzeichnen. Bei dem sehr geringen Gefälle hingegen wurde mit dem Ansatz von Kalinin-Miljukov eine zu starke Abflussdämpfung errechnet.

Beispielhaft sind in den folgenden Abbildungen die berechneten Abflussganglinien für das Gefälle von 1 Prozent, von 0,1 % und 0,01 % für die jeweils höchste Belastung dargestellt. Für andere Auslastungen ergaben sich ähnliche Verhältnisse.

In den Abbildungen sind die hydrodynamisch berechneten Abflussganglinien durchgezogen dargestellt, die hydrologisch berechneten gestrichelt. Durch die unterschiedlichen Symbole können die Ganglinien den jeweiligen Transportstrecken zugeordnet werden.

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

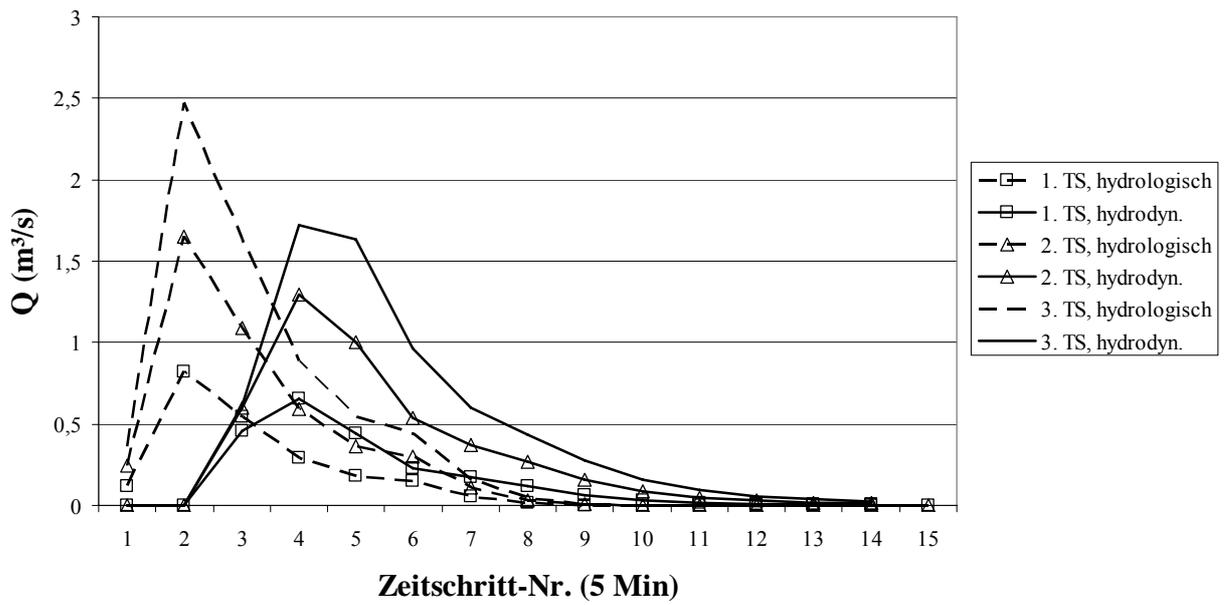


Abb. 52: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 1 %, Systemauslastung rd. 90 %

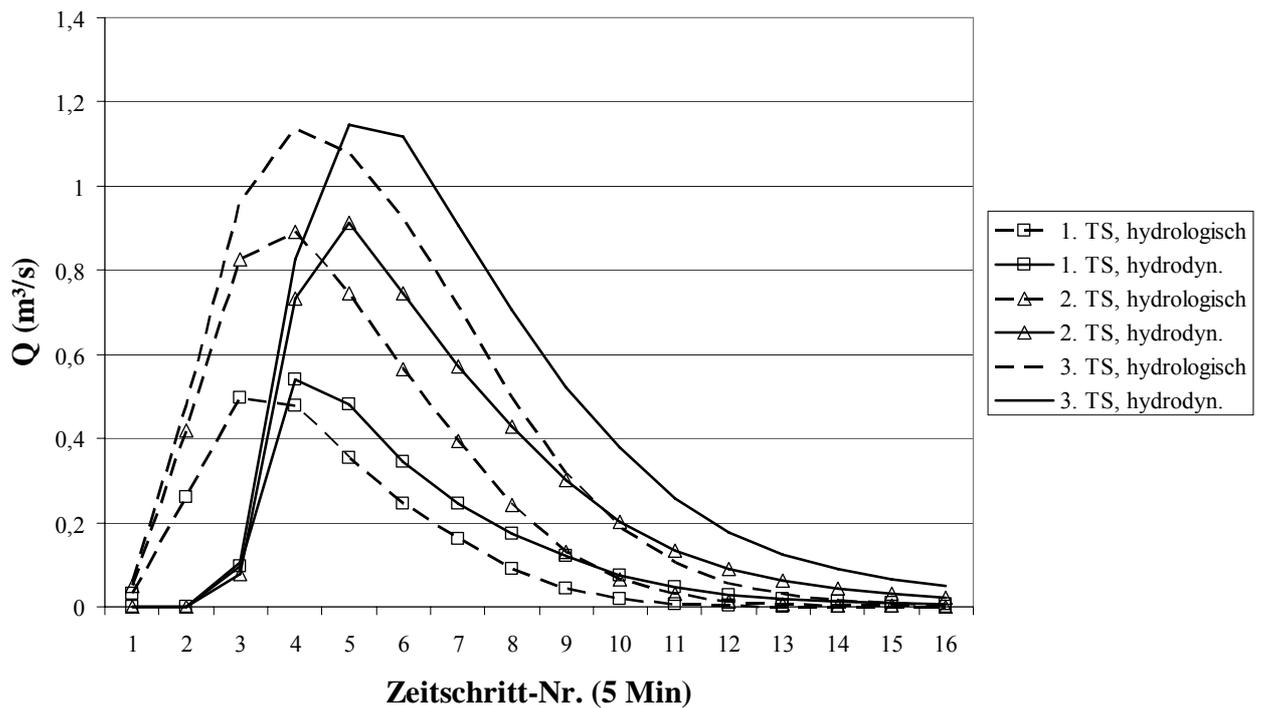


Abb. 53: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 0,1 %, Systemauslastung rd. 90 %

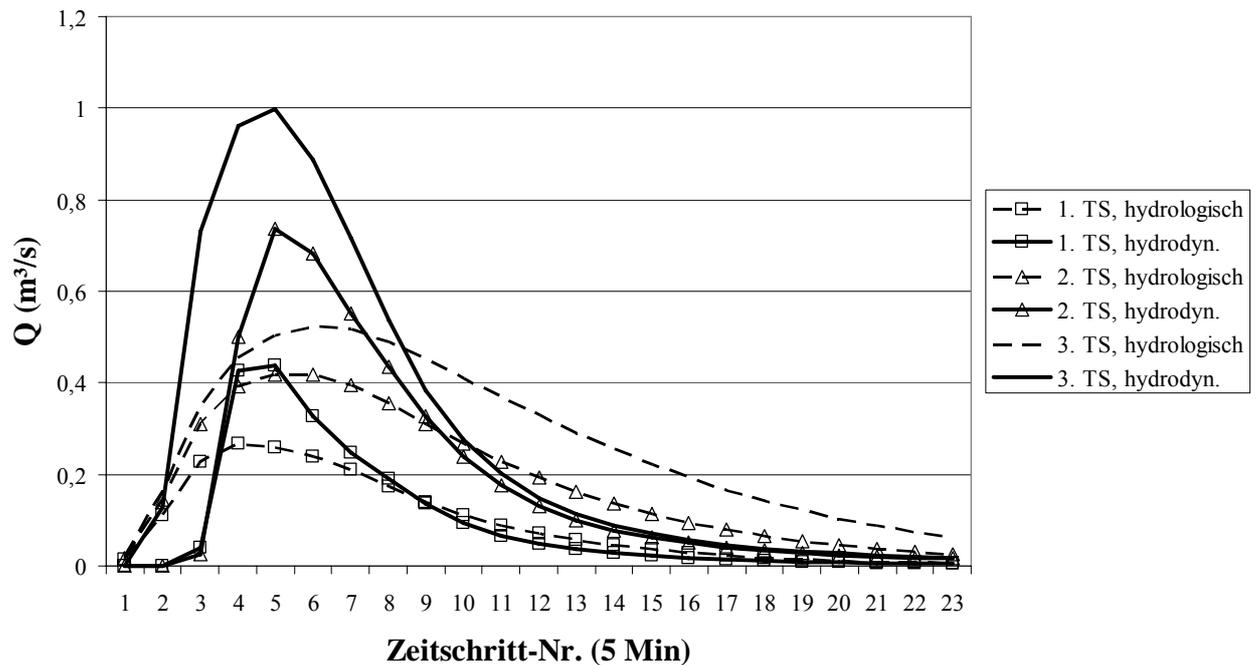


Abb. 54: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 0,01 %, Systemauslastung rd. 90 %

Die Abbildungen zeigen deutlich, dass die hydrologische Berechnung bei großen Gefällen keinerlei Translations- und Retentionseffekte ausweist; bei einem Gefälle von 0,1 % stimmen die Ganglinien im vorliegenden Fall gut überein, wenn man von der zeitlichen Verschiebung der Wellen absieht. Bei einem geringen Gefälle ergibt sich nach der hydrologischen Berechnung eine zu starke Dämpfung.

Da die hydrologische Berechnung die Wellenverformung bei Wahl des Ansatzes der Translation und Retention im gewählten Beispiel nur bei einem bestimmten Gefälle richtig erfassen kann, wurde überprüft, ob der Ansatz der reinen Translation für den vorliegenden Fall besser geeignet ist. In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der Berechnung für ein Gefälle von 1 % und 0,1 % für die stärkste Systembelastung dargestellt.

## Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

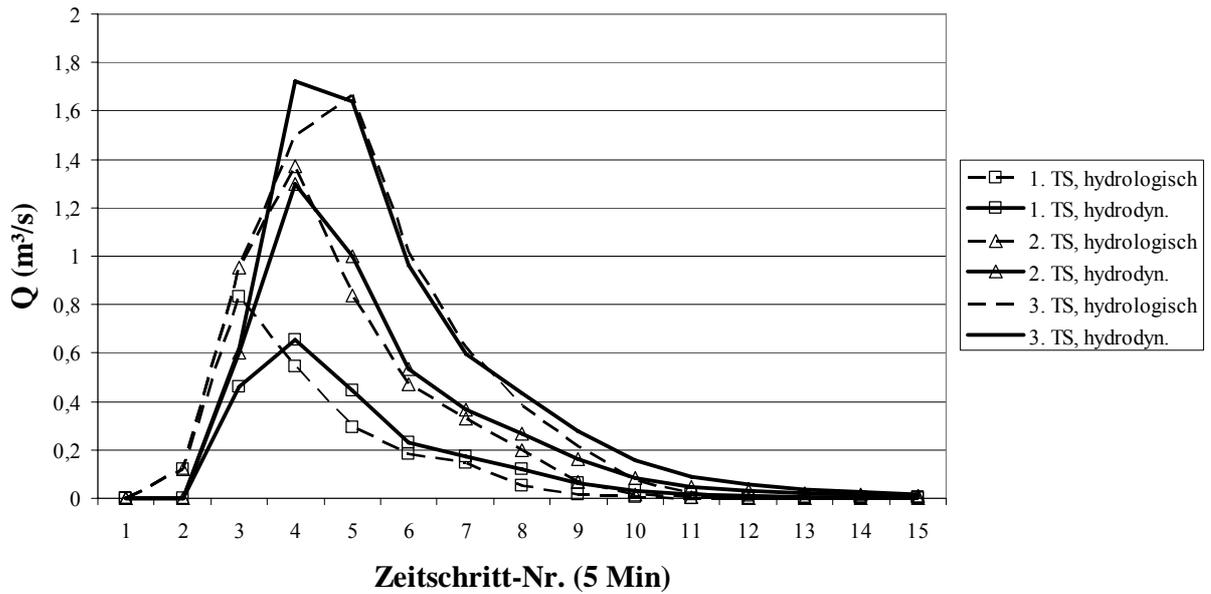


Abb. 55: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 1 %, Systemauslastung rd. 90 %

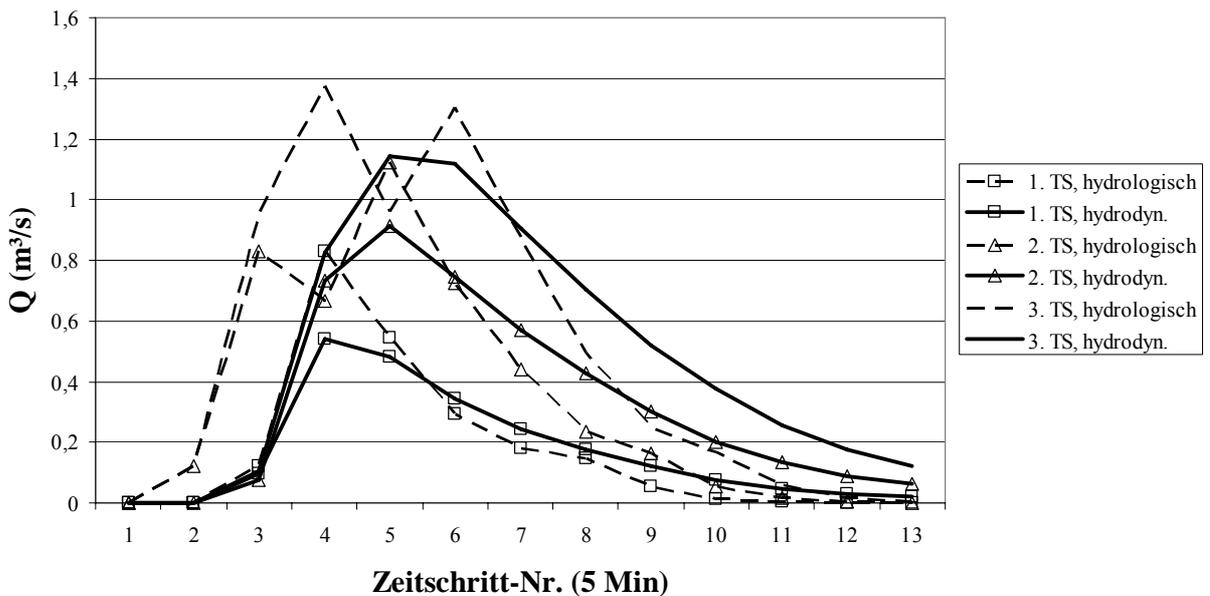


Abb. 56: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 0,1 %, Systemauslastung rd. 90 %

Die Übereinstimmung der errechneten Abflussganglinien hat sich bei dem Gefälle von 1 % deutlich verbessert. Der Spitzenwert der Abflussganglinie kann zwar auch mit diesem Ansatz nur bedingt genau berechnet werden, doch wird die Form der Abflussganglinie wesentlich besser getroffen. Allerdings ist diese gute Übereinstimmung für das Gefälle von 0,1 % nicht mehr gegeben; der Translationseffekt ist so stark, dass sich bei Überlagerung der Spitzen der Zuflussganglinien in das System und der verschobenen Abflusswellen eine zweigipflige Welle ergibt. Für dieses Gefälle ist der Ansatz von Translation und Retention bei dem gewählten fiktiven System der bessere Ansatz.

Das Phänomen, dass die resultierenden Abflusswellen zwei Spitzen aufweisen, verstärkt sich bei dem Gefälle von 0,01 % wegen der noch stärkeren Verschiebung der Wellen ge-

geneinander noch.

Eine Präferenz für einen bestimmten Ansatz zur Abflussberechnung lässt sich im vorliegenden Fall aus diesen Ergebnissen nicht ableiten; es erscheint so, als ob in einem Fall „zufällig“ mal der eine, in einem anderen Fall mal der andere der bessere ist und in anderen Fällen wiederum keiner zufriedenstellende Ergebnisse liefert. Da es physikalisch zu einer Dämpfung des Abflusses beim Durchfließen eines langen Sammlers kommt, ist aus diesem Grund der Ansatz mit Retention zu bevorzugen, da er grundsätzlich in der Lage ist, diese Vorgänge zu erfassen.

Das vorangegangene Beispiel lässt Aussagen nur für die dort gewählten Kenngrößen des Sammlers zu. Da in die Berechnung der Abflussganglinien nach dem Ansatz von Kalinin-Miljukov die physikalischen Größen des Kanalabschnittes, nämlich Durchmesser, Länge und Rauheit, eingehen, ergeben sich bei anderer Wahl z. B. der Länge der Kanalabschnitte andere Ergebnisse. Daher wurden für einen weiteren Vergleich die Längen der Sammlerabschnitte auf 1000 m verdoppelt und für diesen Fall ein weiterer Vergleich der Berechnungsergebnisse durchgeführt. Die Ergebnisse für ein Gefälle von 1 % sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

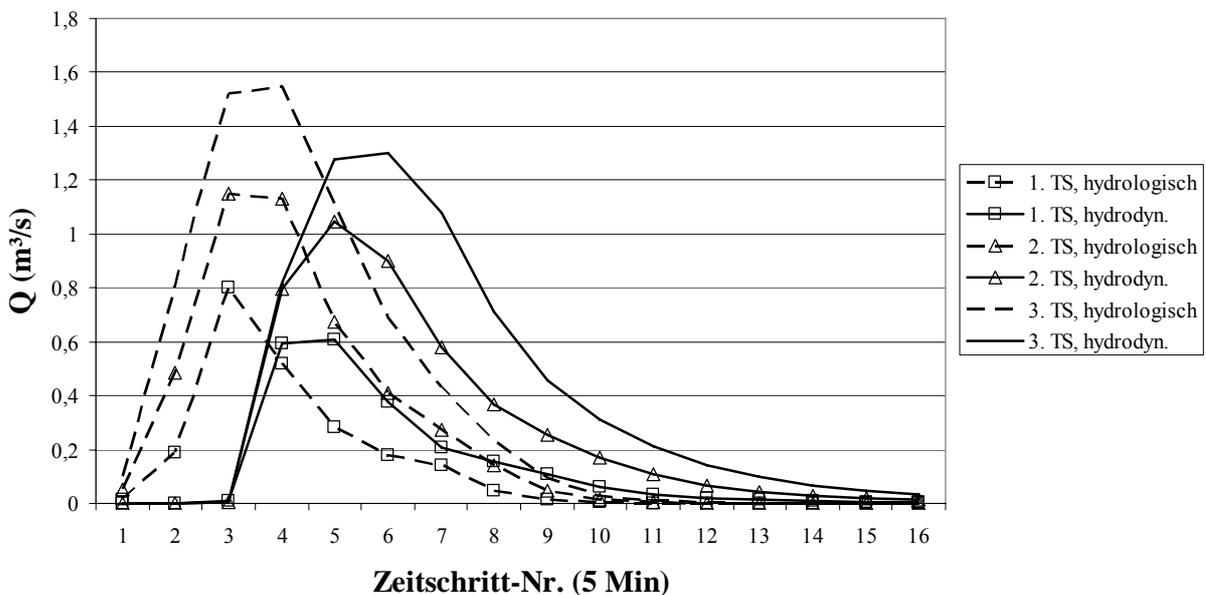


Abb. 57: Vergleich der Abflussganglinien, Gef = 1 %, Systemauslastung rd. 90 %, Länge der Transportsammler = 1000 m

Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit denen für eine Länge der Transportsammler von 500 m zeigt, dass für 1000 m eine bessere Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse vorliegt als für 500 m. Das bestärkt die Annahme, dass die hydrologische Wellenberechnung mit dem Ansatz von Kalinin-Miljukov für bestimmte Netzverhältnisse Ähnlichkeiten mit den tatsächlichen Verhältnissen ergibt, während für andere Parameter – Gefälle, Durchmesser, Haltungslänge - starke Abweichungen auftreten. Dieses Verhalten ist nicht zufriedenstellend; die hier aufgezeigten Ergebnisse widersprechen den Aussagen, wonach

das Verfahren von Kalinin-Miljukov geeignet ist, die Abflussverformung bei Teilfüllung hinreichend genau zu beschreiben.

Daher wurde untersucht, ob sich die Parameter des Ansatzes von Kalinin-Miljukov so anpassen lassen, dass sich ähnliche Ergebnisse wie bei hydrodynamischer Berechnung ergeben. Parameter des Kalinin-Miljukov-Verfahrens sind die charakteristische Länge  $L$  und die Retentionskonstante  $k$ . Beide Größen werden aus den physikalischen Größen der Sammler bestimmt; eine manuelle Vorgabe dieser Parameter ist in dem Modell KOSIM nicht vorgesehen, so dass diese Untersuchung mit dem Modell KOSIM nicht sinnvoll durchgeführt werden konnte. Daher wurde der Ansatz des Kalinin-Miljukov-Verfahrens selbst programmiert, um die Vorgabe der Parameter zu ermöglichen.

Der selbst programmierte Ansatz wurde an Hand von Vergleichsberechnungen mit dem Modell KOSIM verifiziert. Beide Ansätze lieferten bei gleicher Wahl der Parameter identische Ergebnisse.

Für die Untersuchungen wurde das zuvor beschriebene fiktive System herangezogen; die Längen der Transportsammler wurden zu 500, 1000 und 2000 m gewählt. Das Gefälle der Transportsammler wurde zu 10, 1 und 0,1 ‰ angenommen, so dass insgesamt 9 Netze für die Untersuchungen herangezogen wurden. Die Dimension der Transportsammler wurde so gewählt, dass es bei der maximalen zur Untersuchung herangezogenen Belastung nicht zum Einstau in den Sammlern kam.

Die Kanalnetze wurden zunächst hydrodynamisch berechnet. Im Anschluss daran wurde die Abflussberechnung hydrologisch durchgeführt. Grundlage der hydrologischen Abflussberechnung war der Ansatz von Kalinin-Miljukov. Allerdings wurden die Parameter nicht aus den Kenngrößen der Transportsammler hergeleitet, sondern so angepasst, dass sich mit Ihnen ähnliche Ergebnisse ergaben wie bei hydrodynamischer Berechnung.

Bei der Anpassung wurden folgende Möglichkeiten untersucht:

1. Feste Vorgabe der charakteristischen Länge und damit der Anzahl der Berechnungsabschnitte, Variation der Speicherkonstanten  $k$

Bei dieser Möglichkeit der Parameteranpassung zeigte sich, dass die Speicherkonstante  $k$  auf unplausible Werte gesetzt werden musste (z. T. größer als 100 Min), um eine Anpassung an die Ergebnisse der hydrodynamischen Berechnung zu erhalten. Wegen der Inplausibilität der erhaltenen Speicherkonstanten wird diese Möglichkeit der Anpassung als ungeeignet angesehen.

2. Feste Vorgabe der Speicherkonstanten; Variation der charakteristischen Länge und damit der Anzahl der Berechnungsabschnitte

Bei der Anpassung zeigte sich, dass die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung sehr stark von der Anzahl  $n_K$  der Berechnungsabschnitte abhängen und auf eine Änderung dieses Parameters sehr sensibel reagieren. Bei den gewählten Systemen ergaben sich für  $n_K = 1$  oftmals zu geringe Abflussspitzen, während diese für  $n_K = 2$  bereits deutlich überschätzt wurden; in diesen Fällen ließ sich keine zufrieden stellende Über-

einstimmung der Berechnungsergebnisse erzielen.

3. Bestimmung der charakteristischen Länge und damit der Anzahl der Berechnungsabschnitte nach dem Verfahren von Kalinin-Miljukov; Variation der Speicherkonstanten

Dieses Verfahren lieferte eine zufrieden stellende Möglichkeit der Anpassung bei zugleich plausibler Wahl der Speicherkonstanten. Beispielhaft für die mögliche Anpassung mit dieser Vorgehensweise sind in den nächsten Abbildungen die hydrodynamisch und hydrologisch-angepassten Ganglinien für zwei Fälle dargestellt. Abgebildet sind jeweils die Ganglinien am Systemende bei einer Transportsammlerlänge von je 2000 m, und zwar für die Gefälle von 10 und 0,1 ‰. Zum Vergleich sind ebenfalls die Ganglinien dargestellt, die sich bei Berechnung nach dem Kalinin-Miljukov-Verfahren ohne Anpassung ergeben.

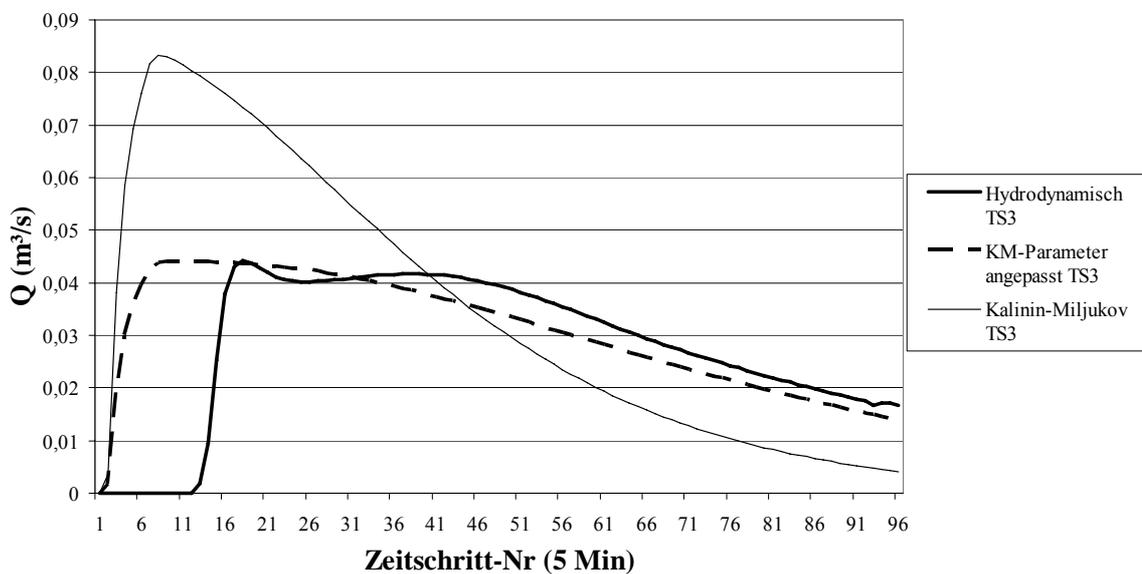


Abb. 58: Vergleich der Abflussganglinien, Länge = 2000 m, TS3, Gef = 0,1 ‰

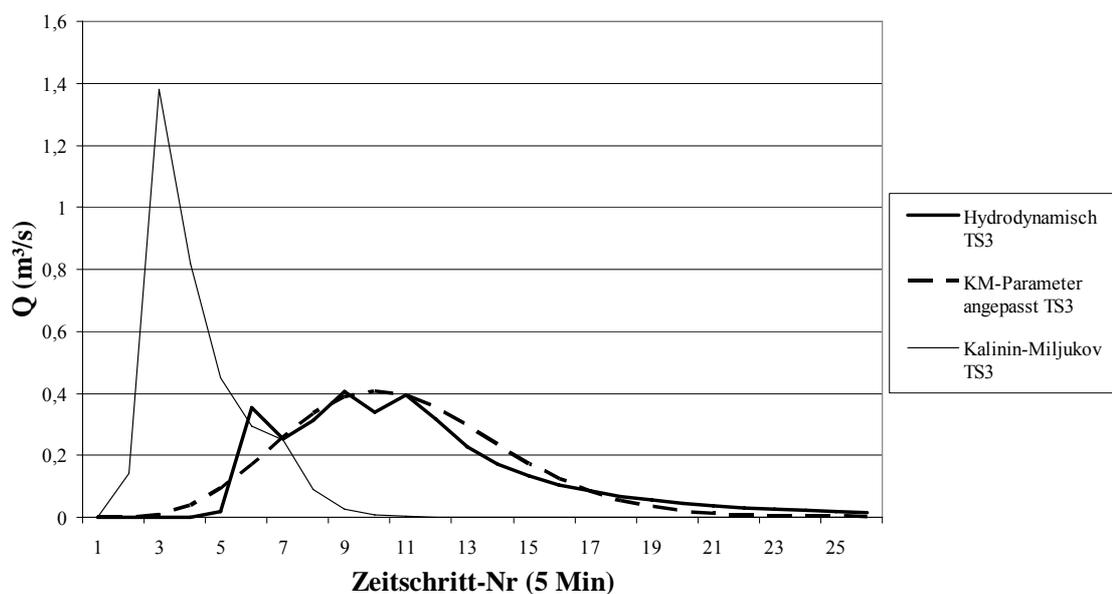


Abb. 59: Vergleich der Abflussganglinien, Länge = 2000 m, TS3, Gef = 10 ‰

Die Abbildungen zeigen, dass sich bei entsprechender Wahl der Parameter eine zufrieden stellende Anpassung der Berechnungsergebnisse erreichen lässt. Bei dem sehr flachen Gefälle von 0,1 ‰ stimmen hydrodynamische und hydrologisch angepasste Ganglinie von der Form her sehr gut überein; lediglich eine zeitliche Verschiebung der Ganglinien ist vorhanden. Diese ist bei dem Gefälle von 10 ‰ kaum feststellbar; allerdings können die einzelnen Spitzen der resultierenden Abflussganglinie, die aus der Überlagerung der drei Zuflussganglinien herrühren, nicht nachgebildet werden; die hydrologisch berechnete Ganglinie hat die Form einer Ausgleichskurve der hydrodynamischen Ganglinie.

Verglichen mit der Form und Abflussspitze der Ganglinien, die sich nach dem Kalinin-Miljukov-Verfahren ohne Anpassung ergeben, zeigen diese Ganglinien eine deutliche Verbesserung der Abflussberechnung durch die Parameteranpassung. Das Kalinin-Miljukov-Verfahren in der ursprünglichen Form ist kaum geeignet, die Abflusstransportvorgänge im Kanalnetz zu beschreiben.

Nach diesen Ergebnissen ist die Anpassung der Berechnungsergebnisse durch Variation der Speicherkonstanten bei gleichzeitiger Vorgabe der charakteristischen Länge nach dem Kalinin-Miljukov-Verfahren eine geeignete Möglichkeit, eine hinreichende Übereinstimmung der Ergebnisse der hydrologischen und der hydrodynamischen Berechnung zu erzielen.

Bei der Anpassung der Parameter nach der dritten Methode zeigte sich, dass sich für die einzelnen untersuchten Gefälleverhältnisse eine Abhängigkeit der optimierten Speicherkonstanten von der Fließzeit bei Vollfüllung ergab. Korrelationsanalysen ergaben für die betrachteten Gefälleverhältnisse folgende Korrelationskoeffizienten:

Tabelle 30: Abhängigkeit der Speicherkonstanten von der Fließzeit für verschiedene Gefälleverhältnisse

Gefälle (‰)	Korrelationskoeffizient bei	
	linearem Ausgleich	logarithmischem Ausgleich
10	0,923	0,936
1	0,792	0,873
0,1	0,916	0,932

Wegen der vorhandenen Abhängigkeit wurde eine empirische Beziehung zwischen Speicherkonstante und Gefälle sowie Fließzeit der Transportstrecken abgeleitet. Mit der so gewonnenen Beziehung wurden anschließend die Speicherkonstanten für die berechneten Sammler ermittelt. Allerdings zeigte sich, dass diese Beziehung nicht geeignet war, für die einzelnen Transportstrecken Speicherkonstanten zu bestimmen, die eine realitätsnahe Berechnung der Abflussganglinien ermöglichen. Grund dafür ist, dass die Abhängigkeit zwischen Fließzeit bei Vollfüllung und optimierter Speicherkonstante nicht ausreichend sind; es ergeben sich Differenzen zwischen empirisch ermittelter Speicherkonstante und optimierter Speicherkonstante im Minutenbereich. Da die Berechnungsergebnisse sensibel auf eine Änderung der Speicherkonstanten reagieren, sind derartige Differenzen zu groß, um realitätsnahe Ergebnisse zu erzielen.

Als Fazit dieses Punktes der Untersuchungen lässt sich festhalten, dass der Ansatz von Kalinin-Miljukov für bestimmte Systemgrößen brauchbare Ergebnisse der Abflussberechnung liefert, in der Mehrzahl der Fälle allerdings Abflussganglinien liefert, die deutliche Abweichungen von denen aufweisen, die mit einer hydrodynamischen Berechnung erzielt wurden.

Berechnungen zeigten, dass eine Anpassung der Abflussganglinien erreicht werden kann. Als geeignete Methode stellte sich dabei heraus, die charakteristische Länge nach Kalinin-Miljukov zu bestimmen und die Speicherkonstante zu variieren, bis sich eine zufrieden stellende Übereinstimmung der Ganglinie mit einer zuvor hydrodynamisch berechneten ergibt.

Allerdings ist eine solche Parameteranpassung in den hydrologischen Modellen nicht vorgesehen, so dass zu empfehlen wäre, in den entsprechenden Modellen eine solche Möglichkeit zu schaffen. Erfahrene Anwender könnten mit dieser Möglichkeit eine deutliche Verbesserung hydrologisch berechneter Ergebnisse erzielen. Ob für die Vielzahl der Anwender, die nur wenig Erfahrung mit der Modellanwendung haben, eine solche Eichmöglichkeit eine wirkliche Verbesserung darstellt oder im Gegenteil zu einer Verunsicherung dieser Anwender führt, sei dahingestellt. Grundsätzlich ist eine solche Möglichkeit der Parameteranpassung aber zu empfehlen.

Bis eine derartige Möglichkeit in den Modellen vorgesehen wird, muss damit gerechnet werden, dass bei hydrologischer Berechnung von Kanalnetzen, in denen die Prozesse des Abflusstransports eine bedeutende Rolle spielen, realitätsferne Ergebnisse erzielt werden.

Eine Überprüfung, ob die beschriebene Parameteranpassung tatsächlich zu einer Verbesserung der Berechnungsergebnisse führt, ist derzeit leider nicht möglich, da in dem verwendeten Modell KOSIM der Ansatz von Kalinin-Miljukov fest installiert ist und daher die beschriebene Wahl der Parameter nicht vorgenommen werden kann. Allerdings ist nach den festgestellten Ergebnissen stark zu vermuten, dass sich eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen ergibt.

## 11 Zusammenfassung und Ausblick

Hydrologische Modelle in der Siedlungsentwässerung wurden entwickelt, um ohne großen Zeitaufwand langjährige Niederschlagsreihen berechnen zu können. Diese Berechnungen dienen vornehmlich der Bemessung bzw. dem Nachweis von Regenwasserbehandlungsanlagen und Rückhalteräumen.

Seit Entwicklung der Modelle vor ca. 20 Jahren wurden hydrologische Modelle von zahlreichen Anwendern eingesetzt. Trotz ihres langen Einsatzes sind in der Literatur nur relativ wenige Untersuchungen zur Genauigkeit hydrologischer Berechnungen und lediglich allgemeine Aussagen dazu, unter welchen Umständen von der Anwendung der Modelle abgesehen werden sollte. Um zu diesen Punkten detailliertere Aussagen zu erhalten, wurden in der vorliegenden Arbeit die Ergebnisse eines hydrologischen Modells mit denen eines hydrodynamischen verglichen; beide Modelle wurden in der Untersuchung vornehmlich zur Bemessung von Regenrückhaltebecken und dem Nachweis bzw. der Dimensionierung von Mischwasserbehandlungsanlagen eingesetzt.

Für die Vergleichsberechnungen wurden die Modelle KOSIM und HYSTEM-EXTRAN verwendet. Beide Modelle werden vom Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie, kurz itwh, in Hannover vertrieben und betreut. Bei beiden Modellen handelt es sich um lange auf dem Markt befindliche Modelle, die in Deutschland sehr weit verbreitet sind.

Um systematische Unterschiede zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsverfahren ableiten zu können, wurden die Berechnungen an einer Vielzahl von Kanalnetzen mit unterschiedlicher Charakteristik durchgeführt. Es handelte sich dabei um durchwegs tatsächlich existierende Netze. Gemein ist allen Netzen, dass sie dörflichen bis kleinstädtischen Charakter aufweisen; auf Grund der Sanierung der Netze in vorhergehenden Projektbearbeitungen wiesen diese keinen unzulässigen Überstau beim Bemessungsniederschlag auf.

Die Netze wurden in drei verschiedene Gruppen unterteilt. Kriterium für die Einteilung war die Komplexität des Netzes. Die Gruppe 1 bestand aus einfachen Netzen, die lediglich am Systemende ein Sonderbauwerk aufweisen. Die Netze der Gruppe 2 weisen ein oder zwei Sonderbauwerke – vornehmlich Regenüberläufe – im Systeminnern auf und die Netze der Gruppe 3 sind komplexe Netze mit einer Vielzahl verschiedenartiger Sonderbauwerke.

Die Untersuchungen wurden für Aufgabenstellungen durchgeführt, für die sehr häufig hydrologische Modelle eingesetzt werden, und zwar für die Bemessung von Regenrückhalteräumen und von Mischwasserbehandlungsanlagen.

### Ergebnisse der Bemessung von Regenrückhaltebecken

Die Vergleichsberechnungen zur Bemessung von Regenrückhaltebecken nach A117 zeigten für die einfachen Netze der Gruppe 1 deutliche Abweichungen in den Ergebnissen. Bezogen auf das mittels hydrodynamischer Langzeitsimulation berechnete Volumen lieferten die Simulationen mit dem hydrologischen Modell Ergebnisse, die zwischen ei-

nem um 3 Prozent kleinerem Volumen bis zu einem um 39 % größerem Volumen liegen, also eine erhebliche Spannweite aufweisen.

Wesentliche Ursache für die Abweichungen bereits bei einfachen Netzen ist, dass hydrologische Modelle ohne Anpassung an die hydraulischen Eigenschaften eines Kanalnetzes nicht in der Lage sind, den Einfluss von Rückstau und den damit verbundenen Rückhalt eines Teils des Abflussvolumens zu beschreiben. Gerade diese Einflüsse aber bestimmen das Abflussverhalten bei Starkregenereignissen wesentlich; hydrologische Modelle neigen zu einer Überschätzung des erforderlichen Volumens.

Die Untersuchungen zeigten, dass die Ungenauigkeiten eines hydrologischen Modells bei der Bemessung von Rückhalteräumen mit der Komplexität des Netzes zunehmen können. Da bei komplexeren Netzen sich das Abflussvermögen eines jeden Teilgebietes auf das Berechnungsergebnis auswirkt, wird bei solchen Netzen eine Aussage über die Genauigkeit der mit hydrologischen Modellen erzielten Ergebnisse sehr schwierig.

### Ergebnisse der Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen

Ein ganz anderes Ergebnis zeigten die Ergebnisse der Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen im Nachweisverfahren nach A128; diese ergaben für sämtliche Netze der Gruppe 1 das gleiche erforderliche Beckenvolumen. Systematische Unterschiede hingegen traten bei den komplexeren Netzen der Gruppen 2 und 3 auf. Es zeigte sich, dass für alle Netze das mittels hydrologischer Langzeitsimulation bestimmte Volumen größer war als das mittels hydrodynamischer Langzeitsimulation; die Unterschiede betragen zwischen einem und 28 Prozent.

Grund für die Abweichungen ist das für das Nachweisverfahren vorgesehene Vergleichsverfahren: Bei der Vorberechnung sind alle drosselnd wirkenden Elemente – die Drosseln an den Becken, aber auch Haltungen mit unzureichendem Abflussvermögen – aufzulassen. Im Falle einer hydrodynamischen Simulation müssen daher bei der Vorberechnung die Kanalquerschnitte z. T. erheblich vergrößert werden, wodurch die Speicherwirkung des Netzes durch Drosseleinrichtungen vernachlässigt wird. Das tatsächliche Netz weist erhebliches Speichervolumen auf, das weder bei der hydrodynamischen Vorberechnung noch bei den hydrologischen Simulationen berücksichtigt wird. Die Abweichungen nehmen mit zunehmender Netzgröße ebenfalls zu.

### Defizite und Anpassungsmöglichkeiten hydrologischer Modelle

Bei den soeben beschriebenen Berechnungen war eine Verifizierung der Modelle nur insofern erfolgt, dass die Speicherkonstante in einer hydrodynamischen Vorberechnung ermittelt worden war; die Abflüsse waren lediglich an den im Netz befindlichen Sonderbauwerken berechnet worden. Diese Vorgehensweise ist heute nach wie vor üblich.

Dabei wird allerdings vernachlässigt, dass bei Starkregenereignissen die Leistungsfähigkeit einzelner Haltungen erreicht oder überschritten wird und es somit zu keiner weiteren Erhöhung der Abflüsse kommt. Bei der Bemessung oder dem Nachweis von Regenrückhaltebecken, die wesentlich von den Simulationsergebnissen von Starkregenereignissen abhängen, muss daher die Leistungsfähigkeit der einzelnen Haltungen bzw. Rohrstränge

berücksichtigt werden.

Ein weiteres Defizit hatten die Simulationen zur Ermittlung der Entlastungstätigkeit nach dem Arbeitsblatt A 128 gezeigt: Bei Netzen, in denen die Berechnung des Abflusstransportprozesses wegen der Netzausdehnung einen maßgeblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat, kam es in der Entlastungstätigkeit auch bei mittleren Ereignissen zu Differenzen von mehr als 20 %. Diese Unterschiede traten wiederum dann auf, wenn die Berechnungen nicht an die Ergebnisse einer hydrodynamischen Vorberechnung angepasst wurden.

Zur Verbesserung der Simulationsergebnisse mit dem hydrologischen Modell wurden die hydrologischen Berechnungsergebnisse für einzelne Netze an die Berechnungsergebnisse des hydrodynamischen Modells angepasst. Diese Anpassung erfolgte in zwei Schritten:

1. Zunächst wurden die abflussbegrenzenden Haltungen im Innern der Teilgebiete berücksichtigt. Dazu wurden in einer hydrodynamischen Vorberechnung zunächst die hydraulischen Schwachstellen der Kanalnetze ermittelt. Es wurde die Annahme getroffen, dass der Abfluss, der in diesen Haltungen beim 5-jährlichen Bemessungsregen weitergeleitet wurde, dem Maximalabfluss entspricht. In dem hydrologischen Modell wurde das Einzugsgebiet an diesen Punkten mittels Anordnung von Regenrückhaltebecken unterteilt; der Drosselabfluss der Becken entspricht dem Abfluss beim 5-jährlichen Bemessungsregen entspricht. Auf diese Weise wird die Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes auch beim hydrologischen Modell an den kritischen Punkten bzw. in den kritischen Haltungen berücksichtigt.

2. Nach Berücksichtigung der hydraulischen Schwachpunkte wurden die ausgewählten Netze mit vier Modellregen berechnet und die Speicherkonstanten so angepasst, dass die Abflussspitzen am Systemende im Mittel der Modellregen mit denen der hydrodynamischen Berechnung übereinstimmten.

Es zeigte sich, dass bei den untersuchten Netzen bereits durch die Berücksichtigung der hydraulischen Schwachpunkte der Kanalnetze eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Abflussspitzen - verglichen mit den Ergebnissen einer hydrodynamischen Berechnung - erzielt wurde.

#### Auswirkungen der Modellanpassung auf die Berechnungsergebnisse

Um die Auswirkungen dieser Anpassung auf die Ergebnisse der Bemessung von Rückhalteräumen zu prüfen, wurden für die ausgewählten Netze nach der Anpassung der Gebietsparameter erneut das erforderliche Rückhaltevolumen mittels Langzeitsimulation bestimmt. Die Ergebnisse dieser zeigten allerdings, dass die Abweichungen zwischen hydrologisch und hydrodynamisch ermitteltem Volumen nur leicht zurückgegangen sind; es treten nach wie vor deutliche Differenzen auf. Diese resultieren im Wesentlichen aus der Berechnung der Entleerung des Kanalnetzes: Während bei der hydrologischen Berechnung ein rascher Rückgang des Abflusses auf den Basisabfluss bei Trockenwetter zu verzeichnen ist, ist der Nachlaufzeit bei der hydrodynamischen Berechnung deutlich länger; das Abflussvolumen wird bei der hydrodynamischen Berechnung länger im Kanalnetz zurückgehalten. Diesen Effekt können hydrologische Modelle offensichtlich nur

grob angenähert abbilden.

Eine Anpassung des Retentionsverhaltens und damit auch der Ergebnisse der Langzeitsimulation zur Bemessung von Regenrückhaltebecken ist über die Veränderung der Speicherkonstanten  $k$  möglich. Auf Grund dieser Veränderung wird das Entleerungsverhalten des Netzes in beiden Modellen annähernd gleich abgebildet. Allerdings geht das zu Lasten der Anpassung an die Abflussspitze: Der berechnete Maximalwert des Zulaufes ist deutlich geringer als das Abflussvermögen des Kanalnetzes.

Diese Ergebnisse lassen folgenden Schluss zu: Hydrologische Modelle können für Starkregenereignisse grundsätzlich das Abflussvolumen über einem vorgegebenem Basisabfluss richtig erfassen **oder** den Spitzenabfluss realitätsnah berechnen. Beide Größen können bei der Mehrzahl der hier untersuchten Kanalnetze mit dem gleichen Parametersatz nicht realitätsnah berechnet werden. Das heißt, dass hydrologische Modelle auf den jeweiligen Anwendungsfall bezogen angepasst werden müssen; eine „universelle“ Anpassung ist nach den vorliegenden Ergebnissen nicht möglich.

Da Starkregenereignisse maßgeblichen Einfluss auf das Ergebnis der Bemessung bzw. dem Nachweis von Rückhalteräumen haben, ist zu fordern, dass vor Anwendung hydrologischer Modelle zu diesem Zweck das Kanalnetz detailliert hydraulisch untersucht werden sollte. Zeigt sich dabei, dass es bei Starkniederschlägen aus der maßgeblichen Niederschlagsreihe zu Ein- oder Überstau kommt, sollte schon bei einfachen Kanalnetzen von dem Einsatz eines hydrologischen Modells Abstand genommen werden, da anderenfalls Ergebnisse erzielt werden, die um mehr als 30 % über denen liegen können, die mit einer physikalisch basierten Berechnung erhalten werden.

Auf die Ergebnisse der Bemessung von Regenentlastungsanlagen hatte die Anpassung keinen Einfluss; die Abweichungen änderten sich nur marginal. Grund dafür ist, dass sich die Anpassung bei der hydrologischen Berechnung in gleicher Weise auf die Entlastungstätigkeit des Netzes der Vorberechnung und des tatsächlichen Netzes auswirkt.

Bei der Berechnung der absoluten Entlastungen der ausgewählten komplexeren Kanalnetze zeigte sich, dass die Differenzen in den Ergebnissen am realen System z. T. deutlich zurückgegangen waren. Allerdings ließen sich bei den ausgedehnten Netzen die Spitzenwerte der Abflussganglinien nur noch bedingt aneichen. Die Ursache hierfür wurde in der Berechnung der Abflusstransformation vermutet, da diese bei den komplexeren Netzen an Bedeutung gewinnt und gleichzeitig in diesen Netzen die Unterschiede zunehmen. Daher wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt, um Unterschiede in der Abflussberechnung zwischen den im hydrologischen Modell verwendeten Ansatz von Kalinin-Miljukov und der hydrodynamischen Berechnung aufzuzeigen.

#### Möglichkeiten der Eichung der Abflusstransformation in hydrologischen Modellen

Vergleichsberechnungen zeigten, dass die hydrologische Wellenberechnung mit dem Ansatz von Kalinin-Miljukov für bestimmte Transportsammler ähnliche Ergebnisse wie die hydrodynamische Abflussberechnung ergab, während für andere starke Abweichungen auftreten. Charakteristische Größen der Transportsammler sind dabei die Parameter Gefälle, Durchmesser und Haltungslänge. Auf Grund der teilweise erheblichen Differenzen

ist zu empfehlen, eine Anpassung der Parameter des hydrologischen Modells vorzunehmen.

Als geeignete Methode hierzu erwies sich, die charakteristische Länge nach Kalinin-Miljukov zu bestimmen und die Speicherkonstante  $k$  zu variieren, bis sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Ganglinie mit einer zuvor hydrodynamisch berechneten ergibt.

Allerdings ist eine solche Parameteranpassung in den hydrologischen Modellen für die Abflussberechnung nicht vorgesehen, so dass zu empfehlen ist, in den Modellen eine solche Möglichkeit zu schaffen. Auswirkungen auf Berechnungsergebnisse können derzeit nicht geprüft werden, da in den Modellen die Parameter starr nach dem Ansatz von Kalinin-Miljukov vorgegeben sind und daher keine Möglichkeit besteht, optimierte Parameter zu erzeugen.

### Ausblick und Empfehlungen

Zukünftige Fragestellungen werden Berechnungsergebnisse mit möglichst hoher Genauigkeit erfordern, sei es für eine integrierte Betrachtung des Wasserkreislaufs mit den Teilbereichen Kanalnetz, Kläranlage, aufnehmendes Gewässer und Grundwasser [69] oder auch für eine Überflutungsprüfung mit Berechnungsmodellen [50]. Eine integrierte Betrachtung macht genaue Kenntnis der Abfluss- und Entlastungsvorgänge im Kanalnetz notwendig, da die hydraulische und stoffliche Belastung des Gewässers stark durch die Entlastungen geprägt wird.

Nach dem jetzigen Entwicklungsstand der Modelle treten aber bei hydrologischen Simulationen im Vergleich zu physikalisch basierten Ergebnissen teilweise deutliche Abweichungen auf, und zwar bereits für mittlere Ereignisse. Zur Verminderung dieser Differenzen sollte gefordert werden, dass wesentliche Parameter des hydrologischen Modells, die Speicherkonstante und Parameter für die Abflusstransformation, durch Eichung an Vergleichsberechnungen mit einem hydrodynamischen Modell bestimmt werden. Auch hydraulische Schwachstellen sollten ermittelt und im hydrologischen Modell berücksichtigt werden. Dadurch ist eine erhebliche Verbesserung der Genauigkeit der errechneten Abflussganglinien auch bei Starkniederschlägen zu erreichen.

Weiterhin hat sich gezeigt, dass sich bei hydrodynamischer Berechnung in ausgedehnten Netzen durch Berücksichtigung des tatsächlich im Netz vorhandenen und genutzten Speichervolumens eine deutlich geringere Entlastungstätigkeit ergibt als bei einer hydrologischen Berechnung. Es ist möglich, auch in hydrologischen Modellen das tatsächlich vorhandene Volumen im Zulaufbereich anzusetzen; da der genaue Anteil des nutzbaren Volumens unbekannt ist, ist hierfür eine umfangreiche hydrodynamische Vorberechnung mit einer langen Zeitreihe erforderlich, mit der das im Jahresmittel verfügbare Speichervolumen bestimmt wird. Für Einzelereignisse wird es auch nach Ermittlung des tatsächlich genutzten Speichervolumens noch Abweichungen geben; diese sind aber nicht mehr so gravierend wie derzeit. Allerdings ist der Aufwand für eine derartige Anpassung sehr hoch und man muss im Einzelfall entscheiden, ob sich dieser lohnt oder ob man gleich auf das „genauere“ hydrodynamische Modell zurückgreift. Gerade vor dem Hintergrund der Entwicklungen in der Prozessortechnik sollte man sich diese Frage stellen; hydrolo-

gische Modelle haben zwar nach wie vor einen Rechenzeitvorteil, aber dieser ist nicht mehr von so ausschlaggebender Bedeutung wie noch vor Jahren.

Auch für detailliertere Schmutzfrachtberechnungen als derzeit in den Vorschriften vorgesehen eignen sich hydrologische Modelle nur bedingt, da die Fließgeschwindigkeit nur mit Hilfsrechnungen angenähert ermittelt werden kann, und dies auch nur für die Punkte, für die der Abfluss berechnet wird. Für das gesamte Innere eines Gebietes liegen keine Informationen zu den Abflussverhältnissen und damit zur Fließgeschwindigkeit vor; die Geschwindigkeit ist aber für die Sedimentationsvorgänge im Kanalnetz von entscheidender Bedeutung.

Die Modellentwickler hydrologischer Modelle sollten sich aufgefordert fühlen, weitere Möglichkeiten zur Modellanpassung zu schaffen, z. B. durch die Möglichkeit, die Parameter des Transportprozesses verändern zu können. Mindestens ebenso wichtig ist es aber, in den Schulungen zur Anwendung der Modelle darauf hinzuweisen, welche Schwachstellen hydrologische Modelle aufweisen und auf Möglichkeiten zur Verbesserung der Modellergebnisse einzugehen. Es ist erforderlich, die Anwender der Modelle zu sensibilisieren und sie in die Lage zu versetzen, für den jeweiligen Anwendungsfall ihr Modell bestmöglich einzusetzen. In Fortbildungen sollten die Nutzer hinsichtlich wichtiger Parameter sensibilisiert werden und ihnen muss nahe gelegt werden, die von ihnen erzielten Ergebnisse auf Plausibilität zu prüfen.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass es wichtig ist, auch bei hydrologischen Berechnungen an wichtigen Punkten des Kanalnetzes Ganglinien ausgeben zu lassen und diese auf Plausibilität zu prüfen. Ein entsprechender Hinweis findet sich im Merkblatt ATV-DVWK M165. Dort ist ausgesagt, dass die Ausgabe des zeitlichen Verlaufs von Ganglinien die Analyse, Bewertung und Prüfung von Berechnungsergebnissen erleichtert. Im Falle hydrologischer Berechnungen wäre zu fordern, Abflussganglinien an wichtigen Punkten eines Kanalnetzes – z. B. an Sonderbauwerken - mit den entsprechenden Ganglinien einer hydrodynamischen Berechnung zu vergleichen. Berechnung mit blindem Vertrauen auf die Unfehlbarkeit der Modelle sollten nicht länger akzeptiert werden.

Dieses Vorgehen ist in der Praxis bisher unüblich, könnte aber – wie die Untersuchungen gezeigt haben – dabei helfen, Fehler in den Berechnungsalgorithmen hydrologischer Modelle aufzuzeigen, wie hier bei der Berechnung der Abflusstransformation geschehen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass das offensichtlich blinde Vertrauen vieler Anwender in die Berechnungsergebnisse hydrologischer Modelle nicht angebracht ist; es sollte eine kritische Überprüfung der Ergebnisse z. B. durch den Vergleich mit den Ergebnissen einer hydrodynamischen Berechnung erfolgen. Dieser Vergleich wird umso erforderlicher, je größer die Ausdehnung des Netzes ist. Um eine Überprüfung der mit hydrologischen Modellen erzielten Berechnungsergebnisse vornehmen zu können, ist die Möglichkeit der Gangliniengabe erforderlich. Diese sollte in hydrologischen Modellen für alle relevanten Knotenpunkte (z. B. Beckenzulauf, Klär- und Beckenüberlauf) gegeben sein.

Die Ergebnisse wurden für zahlreiche Kanalnetze aus dem ländlichen und kleinstädti-

schen Raum mit meistens mittleren Gefälleverhältnissen gewonnen. Es ist anzunehmen, dass die Resultate sich auf ähnliche Netztypen übertragen lassen. Ob die Übertragbarkeit aber für großstädtische Kanalnetze oder solche mit sehr geringem Gefälle gegeben ist, muss überprüft werden. Allerdings ist die Anwendung hydrologischer Modelle für großstädtische Kanalnetze nur bedingt möglich, da diese häufig eine Vielzahl von Verma-schungen aufweisen, die sich mit hydrologischen Modellen nicht realitätsnah erfassen lassen. Auch bei Netzen mit sehr geringem Gefälle ist meist von der Anwendung hydrologischer Modelle abzusehen, da die in diesen Netzen vorhandene Speicherwirkung ohne eine sorgfältige und umfangreiche Verifizierung nicht realitätsnah berücksichtigt werden kann.

Die Eignung hydrologischer Modelle für verschiedene Aufgabenstellungen lässt sich nach den Ergebnissen der Untersuchungen für verschiedene Fragestellungen beurteilen. Die Beurteilung erfolgt unter der Voraussetzung, dass die hydrologischen Modelle durch eine hydrodynamische Vergleichsberechnung verifiziert wurden. Ohne eine Anpassung sollten hydrologische Modelle nur dann angewendet werden, wenn keine Kanalnetzdaten zur Verfügung stehen und dennoch Aussagen gefordert sind.

Tabelle 31: Empfehlungen zum Einsatz hydrologischer Modelle

Anwendungsfall	Eignung
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeit-simulation, keine Vorentlastung, Einstau vernachlässigbar	+
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeit-simulation, keine Vorentlastung, Einstau	-
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeit-simulation, mit Vorentlastung	-
Ermittlung einer jährlichen oder mehrjährigen Entlastungstätigkeit, Netz mit bis zu 3-4 Entlastungsbauwerken	+
Ermittlung einer jährlichen oder mehrjährigen Entlastungstätigkeit, Netz mit mehr als 4 Entlastungsbauwerken	o

Die Empfehlungen zum Einsatzbereich hydrodynamischer Modelle sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Auch bei Einsatz hydrodynamischer Modelle ist grundsätzlich zu fordern, dass das Modell verifiziert wird und die Berechnungsergebnisse auf Plausibilität geprüft werden. Eine Verifizierung der Modelle kann an Hand von Niederschlags-Abfluss-Messungen erfolgen. Da diese häufig nicht vorliegen, sollten die Berechnungsergebnisse zumindest mit Vor-Ort-Beobachtungen verglichen werden und die Parameter des Modells gegebenenfalls entsprechend angepasst werden.

Tabelle 32: Empfehlungen zum Einsatz hydrodynamischer Modelle

Anwendungsfall	Eignung
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeitsimulation, keine Vorentlastung, Einstau vernachlässigbar	+
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeitsimulation, keine Vorentlastung, Einstau	+
Volumenermittlung (z. B. für Regenrückhaltebecken) mittels Langzeitsimulation, mit Vorentlastung	+
Ermittlung einer jährlichen oder mehrjährigen Entlastungstätigkeit, Netz mit bis zu 3-4 Entlastungsbauwerken	+
Ermittlung einer jährlichen oder mehrjährigen Entlastungstätigkeit, Netz mit mehr als 4 Entlastungsbauwerken	o bis +

Als Fazit dieser Untersuchungen lässt sich feststellen, dass – obwohl hydrologische Modelle bereits seit rund 20 Jahren auf dem Markt sind und sie seitdem von einer Vielzahl Nutzern angewendet wurden - die Entwicklung der Modelle nicht als abgeschlossen betrachtet werden kann. Vor allem aber besteht hinsichtlich der sachgerechten Anwendung ein großer Nachholbedarf.

Eine Anpassung der hydrologischen Modelle an die tatsächlichen Abflussvorgänge ist zwingend zu fordern. Nur so lassen sich realitätsnahe Ergebnisse erzielen, die für zukünftige Fragestellungen, z. B. eine ganzheitliche Betrachtung des Wasserkreislaufs urbaner Kanalsysteme einschließlich der Misch- und Regenwasserbehandlungsanlagen, vonnöten sind. Die vorhandenen Hinweise im deutschen Regelwerk zu den Anwendungsmöglichkeiten hydrologischer Berechnungen sollten entsprechend überarbeitet werden, um auch an dieser Stelle den Anwender auf die Schwierigkeiten, die die Anwendung eines hydrologischen Modells mit sich bringen kann, hinzuweisen.

## 12. Literaturverzeichnis

- [1] Zunic: Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme – Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, Berichte des Lehrstuhls für Wasserbau und Gewässergütwirtschaft und der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Band 68, München 1991
- [2] ATV-Arbeitsgruppe 1.2.6 „Hydrologie der Stadtentwässerung“ gemeinsam mit dem DVWK: Langzeitsimulation – Begriffsbestimmung unter Berücksichtigung besonderer Anwendungsgebiete, Korrespondenz Abwasser, 1985 (32), Heft 4, S. 349 – 351
- [3] Arbeitsblatt ATV-A128: Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen, St. Augustin 1992
- [4] Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen, Hennef, 2006
- [5] Arbeitsblatt DWA-A 118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, Hennef, 2006
- [6] T. G. Schmitt: Berechnungsansätze für den instationären Kanalabfluss in der Schmutzfrachtberechnung, in: Band 44 der Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Karlsruhe 1986
- [7] Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet für Ingenieurhydrologie und Hydraulik: Die Berechnung des Schmutzfrachtabflusses aus Niederschlägen – Absoluter Vergleich der Berechnungsmethoden am Beispiel Solingen-Viehbachtal, Erläuterungsbericht (intern), Darmstadt 1992
- [8] H.H. Hahn, C. Xanthopoulos, J. Reichert: Ansätze zu einer vereinfachten Schmutzfrachtberechnung, in: Schmutzfrachtberechnung für Kanalisationsnetze; Band 44 der Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Karlsruhe 1986
- [9] J.W. Figlus: Transfer functions for sewer systems based on a hydrologic model; International Symposium on comparison of urban drainage models with real catchment data (UDM 1986), 8. – 11. April 1986, Dubrovnik, Jugoslawien 1986.
- [10] A. Khelil: Vergleich von Ansätzen zur Simulation von Abflusskonzentration und Transport in Entwässerungskanälen, in: Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz Bd. 6, Hannover 1993
- [11] H. Bischoff: Grundlage eines technisch-wissenschaftlichen Expertensystems für den Wasserbau und die Wasserwirtschaft, Habilitationsschrift für das Fachgebiet „Hydromechanik und Hydrologie“ der Technischen Hochschule Darmstadt, Darmstadt 1993

- [12] V. Schaardt, W. Neumann: Sind hydrologische Modelle für die Auslegung von Regenüberlaufbecken noch zeitgemäß? Korrespondenz Abwasser 2005 (52), Heft 11, S. 1224 – 1228
- [13] ATV-Arbeitsgruppe 1.2.6 „Hydrologie der Stadtentwässerung“ gemeinsam mit dem DVWK: Die Berechnung des Oberflächenabflusses in der Kanalnetzrechnung, Teil I – Abflussbildung, Korrespondenz Abwasser, 1986 (33), Heft 2, S. 157 – 162
- [14] F. Sieker: Grundlagen hydrologischer Berechnungen – Abflussbildung, Zeitschrift für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Nr. 1, 1987, Hannover
- [15] Merkblatt ATV-DVWK M165: Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungsentwässerung, Hennef, 2004
- [15] Paulsen, O. : 1983, Elektronisches Datenerfassungssystem in Kanalisationen und Quantifizierung hydrologischer Parameter, Schlussbericht DFG, Le 229/16, Hannover 1983 (unveröffentlicht)
- [17] O. Paulsen: Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Stofffrachten in der Trennentwässerung, in: Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Band 62, Hannover 1987
- [18] T. G. Schmitt, M. Becker, C. Flores, E. Pfeiffer, D. Sitzmann, M. Uhl: Modellkalibrierung zur Qualitätssicherung von Kanalnetzrechnungen, Korrespondenz Abwasser, Abfall, 2008 (55), Heft 12, S. 1306 – 1313
- [19] DWA Arbeitsgruppe ES 2.6 „Abfluss- und Schmutzfrachtsimulation“: Ermittlung abflusswirksamer Flächen für Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungswasserwirtschaft, Korrespondenz Abwasser, Abfall, 2009 (56), Heft 7, S. 668 – 674
- [20] ATV-Arbeitsgruppe 1.2.6 „Hydrologie der Stadtentwässerung“ gemeinsam mit dem DVWK: Die Berechnung des Oberflächenabflusses in der Kanalnetzrechnung, Teil II – Abflusskonzentration, Korrespondenz Abwasser, 1987 (34), Heft 3, S. 263 – 269
- [21] F. Sieker: Grundlagen hydrologischer Berechnungen – Abflusskonzentration, Zeitschrift für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Teil 1: Nr. 6, 1989, Teil 2: Nr. 9, 1989, Hannover
- [22] M. Ostrowski: Ein allgemeiner analytischer Ansatz für die nicht-lineare hydrologische Modellierung – Theorie und Beispiele, Forum für Hydrologie, Heft 2, Hennef 2002
- [23] W. Neumann: Der Niederschlagsabfluss in städtischen Einzugsgebieten, Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Technischen Universität München, Band 11, München 1976

- [24] W. Schilling, L. Fuchs: Quantitative Abschätzung der Ungenauigkeiten bei der Niederschlag-Abfluss-Berechnung, in: Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Mitteilungen Heft 56, Hannover 1985
- [25] Arbeitsblatt DWA-A 110: Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen, Hennef, 2006
- [26] W. Verworn: Hydrodynamische Kanalnetzrechnung und die Auswirkungen der Veränderung der Bewegungsgleichungen, in: Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Band 47, Hannover 1980
- [27] Preissmann, A. u. Cunge, J. A.: Calcul des intumesescence sur machines électroniques, in: Proceedings 9th Congress IAHR, Dubrovnik, 1961, S. 656 – 664
- [28] Preissmann, A.: Numerische Verfahren zur Berechnung instationärer Gerinneströmungen, in: Zielke, W. (Hrsg) Elektronische Berechnungen von Rohr- und Gerinneströmungen, Erich Schmidt Verlag, Bielefeld 1974
- [29] Khelil, A., Semke, M.: Quantifizierung der Unsicherheiten von Abflussberechnungen in städtischen Entwässerungssystemen; Abschlussbericht DFG SI 242/7-2, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Hannover 1991
- [30] DWA-Arbeitsgruppe ES 2.6 „Abfluss- und Schmutzfrachtsimulation“: Schmutzfrachtpapier, bisher unveröffentlicht
- [31] Deutscher Wetterdienst: KOSTRA-DWD-2000 – Koordinierte Starkniederschlagsregionalisierung – Auswertung DWD (1951 – 2000), Offenbach 2000
- [32] C. Abraham, T. C. Lyons, K. W. Schulze, H. Mehler, W. Stottmann: Zur instationären Berechnung von Abwasserabfluss und Abwasserbeschaffenheit in städtischen Entwässerungssystemen, Teile 1 bis 3, Korrespondenz Abwasser 1976 (23), Heft 3, S. 59 – 65, Heft 6, S. 167 – 177, Heft 10, S. 301 – 308
- [33] A. Müller: Vergleich der Kanalnetzrechnungen eines Modellgebietes, Korrespondenz Abwasser 1980 (27), Heft 9, S. 619 – 623
- [34] J. Bach, T. C. Lyons: Anwendung eines EDV-Kanalnetz-Simulationsmodells beim Sanierungsentwurf für ein kleines Mischwassernetz am Beispiel des Seebades Wangerooge; Korrespondenz Abwasser 1980 (27), Heft 7, S. 454 – 459
- [35] H. Haendel: Kanalnetzrechnungen, die mit EDV-Anlagen durchgeführt werden, Korrespondenz Abwasser 1977 (24), Heft 10, S.
- [36] J. Keser, D. Voigt: Der heutige Stand der Kanalnetzrechnungen, Korrespondenz Abwasser 1978 (25), Heft 7, S. 236 – 239

- [37] Kuratorium für Wasser- und Kulturbauwesen, KWK: Vergleichende Untersuchungen von elektronischen Kanalnetzrechnungen; Schriftenreihe des KWK, Paul Parey Verlag, Heft 21, 1977, Hamburg
- [38] F. Sieker, A. Durchschlag, O. Paulsen: Neue Aspekte der Bemessung von Mischwasserentlastungen, , Korrespondenz Abwasser, 1986 (33), Heft 7, S. 581 – 585
- [39] K. H. Krauth: Erläuterungen zum Arbeitsblatt A128, Korrespondenz Abwasser 1984 (31), Heft 7, S. 545
- [40] A. Hörler, Gedanken zur Bemessung von Regenentlastungsanlagen, Korrespondenz Abwasser 1988 (35), Heft 11, S. 1110 – 1117
- [41] Arbeitsblatt ATV-A128-alt: Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen, St. Augustin 1977
- [42] W. Seybold, H. Fahrner: Wege zur unmittelbaren Verbesserung der Regenwasserbehandlung, Korrespondenz Abwasser 1988 (35), Heft 11, S. 1138 – 1146
- [43] E. Freund, T. Brandt, D. Jacobi: Schmutzfrachtberechnung in Hessen mit dem Prüfprogramm SMUSI, Korrespondenz Abwasser 1988 (35), Heft 11, S. 1164 – 1167
- [44] F. Sieker, R.W. Harms, A. Durchschlag: Langzeitsimulation und Mischwasserentlastungen – Ein Vergleich von drei Modellen, Zeitschrift für Stadtentwässerung und Gewässerschutz Nr. 3, 1988, Hannover
- [45] C. Xanthopoulos – Methode für die Entwicklung von Modellregenspektren für die Schmutzfrachtberechnung, in: Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 57, 1990
- [46] Grottker, M: Behandlungsmöglichkeiten von Regenwasser, in: Vorträge eines Seminars am 22./23. Februar 1988, Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz 1, S. 1 – 46, Hannover 1988
- [47] J. Sartor: Berücksichtigung von Rückstauwirkungen der Kanalisation in hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modellen, Wasserwirtschaft Heft 6/2006, S. 16 - 19
- [48] S. Fach, M. Kleidorfer, M. Möderl, W. Rauch: Abgleich von hydrologischem und hydrodynamischem Modell zur Verringerung der Unsicherheiten bei begrenzter Datengrundlage am Beispiel von Linz, Korrespondenz Abwasser, Abfall, 2008 (55), Heft 7, S. 756 – 765
- [49] G. Euler: Ein hydrologisches Näherungsverfahren für die Berechnung des Wellenablaufs in teilgefüllten Kreisrohren, Wasser und Boden 1983, Heft 2, S 85 – 88
- [50] DIN EN 752: Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden, Berlin 2008
- [51] N. Ettrich: Generation of surface elevation models for urban drainage simulation,

Bericht Nr. 76 des Fraunhofer Instituts Techno- und Wirtschaftsmathematik, Kaiserslautern 2005

- [52] DWA-Arbeitsgruppe ES 2.5 „Anforderungen und Grundsätze der Entwässerungssicherheit“: Prüfung der Überflutung von Entwässerungssystemen, Korrespondenz Abwasser, 2008 (55), Heft 9, S. 972 – 976
- [53] A. Obermayer, F. W. Günthert: Nachweis der Überflutung durch Simulation städtischer Abflussvorgänge – Einführung und Grundlagen, Mitteilungsheft 102/2009 des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, München 2009
- [54] J. Althaus: Vergleich von Modellregen zur Kanalnetzrechnung, in: Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Band 56, Hannover 1986
- [55] R. Tandler, G. Angermair, H. Grüning, H. Güthler, W. Lutz, M. Meinhart, U. Theilen, M. Scheer: Entwicklung eines Simulationsverfahrens zur Minderung von Schmutzfrachtausträgen aus mittleren bis großen Kanalisationsnetzen durch Einsatz moderner Steuerungsinstrumente, Schlussbericht im Rahmen der Förderung durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt, Osnabrück 2009
- [56] H. H. Hahn, W. Jossifidis: Einheitsganglinie zur Schmutzfrachtberechnung, in: Kanalisation und Regenwasserbehandlung, 59. Siedlungswasserwirtschaftliches Kolloquium, Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Abfallwirtschaft e. V. in Stuttgart, erschienen als Band 79 der Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, München 1984
- [57] itwh: Kontinuierliche Simulation zur Bemessung von Speicherbauwerken in urbanen Entwässerungssystemen, KOSIM 7.3, Modellbeschreibung, Hannover 2009
- [58] Merkblatt ATV-DVWK-M 177: Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen – Erläuterungen und Beispiele, Hennef, 2001
- [59] itwh: Kanalnetzrechnung HYSTEM-EXTRAN 6, Modellbeschreibung, Hannover 2009
- [60] L. Fuchs, W. Schilling: HYSTEM – Ein hydrologisches Stadtentwässerungsmodell, Teil II: Vergleichende Kanalnetzsanierung, Korrespondenz Abwasser 1984 (31), Heft 3, S. 178 – 185
- [61] H.-R. Verworn, R. Harms: Die Standardeinheitsganglinie – eine gebietsübergreifende Systemfunktion, Wasserwirtschaft, 7-8, 1980, S. 265 - 269
- [62] W. Schilling, O. A. Tveit, H. Zhu: Wissenschaftliches Begleitprojekt zum Gesamtentwässerungsplan 1992 der Landeshauptstadt München, Themenbereich 3: Schmutzfrachtberechnung und Mischwasserentlastungen, Trondheim 1997
- [63] L. Fuchs: Hydrologische Leistungsfähigkeit städtischer Kanalnetze, in: Institut für

Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Mitteilungen Heft 63, Hannover 1987

- [64] ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 „Schmutzfrachtberechnung“: Anwendung von Schmutzfrachtberechnungsmethoden im Sinne des neuen ATV-Arbeitsblattes A 128, 6. Arbeitsbericht, Korrespondenz Abwasser, 1992 (39), Heft 5, S. 727 – 738
- [65] Merkblatt 4.3/5 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft: Regionalisierte Niederschlagsreihen für Schmutzfrachtberechnungen nach ATV-Arbeitsblatt A 128, München 1996
- [66] T. G. Schmitt: Detaillierte Schmutzfrachtberechnung nach ATV-Arbeitsblatt A 128, Korrespondenz Abwasser 1994 (41), Heft 12, S. 2212 – 2230
- [67] Merkblatt 4.4/22 des Bayerischen Landesamtes für Umweltschutz: Anforderungen an Einleitungen von häuslichem und kommunalem Abwasser sowie an Einleitungen aus Kanalisationen, Augsburg 2008
- [68] Merkblatt DWA-M 153: Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser, Hennef, 2007
- [69] Arbeitsblatt DWA-A 100: Leitlinien der integralen Siedlungsentwässerung, Hennef, 2006

### 13 Kurzzeichen

Kurzzeichen	Einheit	Benennung
A		Querschnittsfläche
A <sub>E</sub>	m <sup>2</sup>	Gesamtfläche des Einzugsgebietes
A <sub>u</sub>	ha	abflusswirksame undurchlässige Fläche
D	ha	Dauerstufe
d	Min	(hydraulischer) Rohrdurchmesser
DN	m	Rohrdurchmesser
F	mm	Formfaktor
f <sub>A</sub>	-	Abminderungsfaktor
f <sub>Z</sub>	-	Zuschlagsfaktor
g	-	Erdbeschleunigung, ca. 9,81 m/s <sup>2</sup>
h	m/s <sup>2</sup>	Wasserstand
h <sub>Na</sub>	m	mittlere Jahresniederschlagshöhe
h <sub>v</sub>	mm	Verlusthöhe
h <sub>vp</sub>	m	potentielle Verdunstung
I <sub>E</sub>	mm/d	Energieliniengefälle
I <sub>s</sub>	-	Sohlgefälle (-)
K	-	Rang des Wertes
k	-	Speicherkonstante (Min)
L	Min	Anzahl der Werte der Stichprobe
L <sub>K</sub>	-	Länge der Berechnungsabschnitte (Kalinin-Miljukov-Verfahren)
Lg-HS	m	Länge des Hauptsammlers
M	m	Länge des Simulationszeitraums
N	a	Niederschlag
n	mm	Häufigkeit
N <sub>eff</sub>	1/a	abflusswirksamer Niederschlag (mm)
NG <sub>m</sub>	mm	mittlere Neigungsgruppe eines Einzugsgebietes
n <sub>K</sub>	-	Anzahl der Berechnungsabschnitte (Kalinin-Miljukov-Verfahren)
Q	-	Abfluss (l/s)
q	l/s	Abflusssspende
Q <sub>ab</sub>	l/(s·ha)	Abfluss (m <sup>3</sup> /s)
q <sub>dr,r,u</sub>	m <sup>3</sup> /s	Regenanteil der Drosselabflusssspende, bezogen auf A <sub>u</sub>
Q <sub>m</sub>	l/(s·ha)	Mischwasserabfluss der Kläranlage bei Regenwetter
Q <sub>mit</sub>	m <sup>3</sup> /s	mittlere Abflussleistung
q <sub>r</sub>	m <sup>3</sup> /s	Regenabflusssspende
Q <sub>Sp</sub>	l/(s·ha)	spezifische Abflussleistung bezogen auf die gesamte Fläche

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

Kurzzeichen	Einheit	Benennung
$Q_{\text{Spu}}$	$\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$	spezifische Abflussleistung bezogen auf die undurchlässige Fläche
$Q_{\text{ü}}$	$\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$	Überlaufwassermenge
$Q_{\text{v}}$	$\text{m}^3/\text{s}$	Abflussleistung des Rohres bei Vollfüllung ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
$Q_{\text{zu}}$	$\text{m}^3/\text{s}$	Zufluss ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
R	$\text{m}^3/\text{s}$	Korrelationskoeffizient
r	-	Regenspende
$r_{\text{D},n}$	$l/(\text{s}\cdot\text{ha})$	Regenspende der Dauerstufe D und der Häufigkeit n
$r_{\text{hy}}$	$l/(\text{s}\cdot\text{ha})$	hydraulischer Radius
T	m	Zeit (Min)
$t_{\text{f}}$	Min	Fließzeit im Kanalnetz (Min)
$t_{\text{a}}$	Min	Oberflächenfließzeit (Min)
$t_{\text{c}}$	Min	Konzentrationszeit (Min)
$T_{\text{Entl}}$	Min	Entleerungsdauer
$T_{\text{n}}$	s	Wiederkehrzeit
V	a	Volumen ( $\text{m}^3$ )
v	$\text{m}^3$	Geschwindigkeit (m/s)
$V_{\text{ben}}$	m/s	Benetzungsverlust
$v_{\text{mit}}$	mm	mittlere Fließgeschwindigkeit
$V_{\text{muld}}$	m/s	Muldenverlust
$V_{\text{s}}$	mm	Spezifisches Speichervolumen
$V_{\text{s},u}$	$\text{m}^3/\text{ha}$	Spezifisches Speichervolumen, bezogen auf $A_{\text{u}}$
$W_0$	$\text{m}^3/\text{ha}$	Anfangswassergehalt in der Bodenzone (mm)
x	mm	Ortsangabe
$\lambda$	m	Widerstandsbeiwert
$\Psi_0$	-	Anfangsabflussbeiwert
$\Psi_{\text{e}}$	-	Endabflussbeiwert
Abkürzung		Benennung
CSB		Chemischer Sauerstoffbedarf
EZG		Einzugsgebiet
KA		Kläranlage
RRB		Regenrückhaltebecken
RÜ		Regenüberlauf
RÜB		Regenüberlaufbecken
SRK		Stauraumkanal

Anhänge

Anhang 1: Kenngrößen der Kanalnetze

Anhang 2: Häufigkeiten, Menge und Dauerstufen des maßgebenden Niederschlagsabschnittes der Ereignisse der Starkregenserie für die Bemessung nach A117

Anhang 3: Berechnungsergebnisse für die Modellregen der Häufigkeiten  $n = 1, 0,5, 0,33$  und  $0,2$

Anhang 4: Vergleich der Abflussganglinien am Systemende für die Netze MI2 und Eck – mittlere Ereignisse

## Anhang 1: Kenngrößen der Kanalnetze

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

Anhang 1.1: Kenngrößen der Netze der Gruppe 1

Tabelle 1.1.1: Kenngrößen Gruppe 1, Teil 1

Netz	Anzahl Hal- tungen (-)	Gesamtflä- che A <sub>E</sub> (ha)	abflusswirksame un- durchl. Fläche A <sub>u</sub> (ha)	Gesamt- länge (m)	Mittlere Länge (m)	Netzdichte, bezogen auf A <sub>E</sub> (m/ha)	Netzdichte, bezogen auf A <sub>u</sub> (m/ha)	Fließzeit t <sub>f</sub> (Min)	Mittleres Gefälle (‰)
Alt	152	31,190	12,765	5209,9	34,28	167,0	408,1	6,0	24,67
Sba	180	36,881	10,585	5676,1	31,53	153,9	536,2	9,0	56,49
Bu19	211	42,069	17,825	6836,8	32,40	162,5	383,6	9,2	36,58
Gst	167	27,632	13,329	5528,0	33,10	200,1	414,7	13,0	4,94
Pat	35	9,428	3,302	924,1	26,40	98,0	279,8	3,0	56,53
Pru	77	14,881	5,950	2716,4	35,28	182,5	456,5	9,2	12,80
Ufe	206	41,401	14,235	6666,6	32,37	161,0	468,3	5,9	27,34
Mim	176	36,371	14,365	6141,8	34,90	167,2	419,7	5,7	45,31
No5	79	19,904	10,125	3375,8	42,73	169,6	333,4	2,8	30,16
No6	142	29,348	14,329	5529,7	38,94	188,4	385,9	7,5	15,80
Mi1	44	10,985	4,912	1657,5	37,67	150,9	337,4	5,7	16,75
Mi2	119	29,836	17,559	4394,8	36,93	147,3	250,3	8,2	13,01
Mi3	147	29,086	13,313	5494,3	37,38	188,9	412,7	11,9	11,03
Ez1	118	24,045	9,549	3680,9	31,19	153,1	385,5	6,7	22,86
Ez2	33	5,610	2,244	1146,8	34,75	204,4	511,0	4,2	32,33
Ez3	40	8,551	3,420	1523,3	38,08	178,1	445,4	5,9	5,14
Ez5	72	15,560	5,789	2702,5	37,53	173,7	466,8	6,2	34,46
Of4	135	37,041	12,616	4921,6	36,46	132,9	390,1	9,4	17,45
Of6	88	18,609	7,442	2933,7	33,34	157,6	394,2	5,5	35,80
Bu8	120	23,635	7,679	4644,9	38,71	196,5	604,9	11,6	26,30
Lin	240	46,614	17,871	7987,9	33,28	171,4	447,0	13,9	24,67
Ru23	40	7,729	3,091	1298,4	32,46	168,0	420,1	6,2	38,12
Ru24	74	15,610	6,558	2090,4	28,25	133,9	318,8	3,8	43,20
Bu29	96	14,181	5,246	3036,2	31,63	214,1	578,8	10,3	60,51
Pfe	98	17,834	7,134	3549,0	36,21	199,0	497,5	9,2	22,50

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

Tabelle 1.1.2: Kenngrößen Gruppe 1, Teil 2

Netz	Gesamtvo- lumen (m <sup>3</sup> )	Volumendich- te, A <sub>E</sub> (m <sup>3</sup> /ha)	Volumendich- te, A <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> /ha)	mittlere Geschw. (m/s)	Mittl. Abfl. leistung (l/s)	Spez. Abfl.leis- tung, A <sub>E</sub> (l/s·ha)	Spez. Abfl.leis- tung, A <sub>u</sub> (l/s·ha)	mittl. Rohr- durchm. (m)	Anz. Anf. Haltungen	Form- faktor (-)
Alt	779,1	24,98	61,04	2,08	328,8	10,5	25,8	0,436	26	1,95
Sba	959,7	26,02	90,67	3,13	408,6	11,1	38,6	0,464	28	2,08
Bu19	773,2	18,38	43,38	2,68	365,5	8,7	20,5	0,379	34	2,07
Gst	1162,5	42,07	87,22	1,03	236,5	8,6	17,7	0,517	35	2,03
Pat	95,4	10,12	28,89	2,80	260,5	27,6	78,9	0,362	6	1,74
Pru	319,4	21,46	53,68	1,70	237,3	15,9	39,9	0,387	16	0,70
Ufe	644,9	15,58	45,31	2,33	209,5	5,1	14,7	0,351	38	1,49
Mim	1232,2	33,55	84,20	2,76	246,2	6,8	17,1	0,364	32	1,35
No5	287,0	14,42	28,35	2,22	241,4	12,1	23,8	0,329	13	1,65
No6	657,4	22,40	45,88	1,67	251,8	8,6	17,6	0,389	30	2,24
Mi1	185,6	16,90	37,79	1,84	298,0	27,1	60,7	0,378	8	3,23
Mi2	632,6	21,20	36,03	1,54	314,8	10,6	17,9	0,428	17	2,02
Mi3	1222,7	42,04	91,85	1,54	215,6	7,4	16,2	0,532	28	2,56
Ez1	370,2	15,40	38,77	1,98	156,0	6,5	16,3	0,358	21	1,21
Ez2	83,0	14,79	36,97	1,93	89,8	16,0	40,0	0,303	5	1,37
Ez3	140,1	16,38	40,96	1,00	243,9	28,5	71,3	0,316	12	1,45
Ez5	301,8	19,40	52,14	2,42	448,4	28,8	77,5	0,377	17	2,05
Of4	844,8	22,81	66,96	1,91	258,8	7,0	20,5	0,456	25	2,72
Of6	264,3	14,20	35,52	2,59	290,0	15,6	39,0	0,339	15	2,60
Bu8	564,9	23,90	73,57	2,12	518,4	21,9	67,5	0,393	16	3,42
Lin	860,6	18,46	48,16	2,12	264,0	5,7	14,8	0,370	40	2,33
Ru23	96,3	12,46	31,15	2,54	199,7	25,8	64,6	0,278	10	2,01
Ru24	127,1	8,14	19,38	2,46	169,4	10,9	25,8	0,307	5	2,13
Bu29	258,0	18,20	49,18	2,88	264,7	18,7	50,5	0,329	14	2,01
Pfe	487,8	27,35	68,38	2,17	308,8	17,3	43,3	0,418	12	3,19

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

Anhang 1.2: Kenngrößen der Netze der Gruppe 2

Tabelle 1.2.1: Kenngrößen Gruppe 2, Teil 1

Netz	Anzahl Hal- tungen (-)	Gesamtflä- che $A_E$ (ha)	abflusswirksame un- durchl. Fläche $A_u$ (ha)	Gesamtlän- ge (m)	Mittlere Länge (m)	Netzdichte, bezogen auf $A_E$ (m/ha)	Netzdichte, bezogen auf $A_u$ (m/ha)	Fließzeit $t_f$ (Min)	Mittleres Gefälle (‰)
Teg	216	42,292	11,335	7047,7	32,63	166,6	621,8	15,5	29,603
Eck	409	87,121	37,481	14901,4	36,43	171,0	397,6	19,2	8,664
Ber	170	28,828	13,126	5925,7	34,86	205,6	451,4	18,1	25,939
Ste	109	24,373	8,214	3725,3	34,18	152,8	453,5	56,4	11,891
RBa	175	35,468	17,578	6676,6	38,15	188,2	379,8	17,2	18,235
Bu9	117	19,453	7,972	3352,2	28,65	172,3	420,5	13,6	40,863
RAu	269	38,902	20,682	8690,8	32,31	223,4	420,2	21,3	22,450

Tabelle 1.2.2: Kenngrößen Gruppe 2, Teil 2

Netz	Gesamtvo- lumen (m <sup>3</sup> )	Volumendich- te, $A_E$ (m <sup>3</sup> /ha)	Volumendich- te, $A_u$ (m <sup>3</sup> /ha)	mittlere Geschw. (m/s)	Mittl. Abfl. leistung (l/s)	Spez. Abfl.leis- tung, $A_E$ (l/s/ha)	Spez. Abfl.leis- tung, $A_u$ (l/s/ha)	mittl. Rohr- durchm. (m)	Anz. Anf. Haltungen	Form- faktor (-)
Teg	1199,63	28,366	105,838	2,45	469,1	11,1	41,4	0,172	34	2,73
Eck	1877,36	21,549	50,088	1,35	283,1	3,2	7,6	0,126	70	1,81
Ber	613,92	21,296	46,771	2,04	209,6	7,3	16,0	0,104	27	4,20
Ste	616,39	25,290	75,041	1,73	234,6	9,6	28,6	0,138	17	7,72
RBa	781,90	22,045	44,482	1,84	250,8	7,1	14,3	0,117	29	2,91
Bu9	551,37	28,344	69,163	2,67	314,1	16,1	39,4	0,147	17	2,43
RAu	895,70	23,025	43,308	1,95	478,5	12,3	23,2	0,103	55	1,88

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzberechnungen

Anhang 1.3: Kenngrößen der Netze der Gruppe 3

Tabelle 1.3.1: Kenngrößen Gruppe 3, Teil 1

Netz	Anzahl Hal- tungen (-)	Gesamtflä- che $A_E$ (ha)	abflusswirksame un- durchl. Fläche $A_u$ (ha)	Gesamt- län-ge (m)	Mittlere Länge (m)	Netzdichte, bezogen auf $A_E$ (m/ha)	Netzdichte, bezogen auf $A_u$ (m/ha)	Fließzeit $t_f$ (Min)	Mittleres Gefälle (‰)
Mue	978	348,263	139,823	65484,4	36,08	188,0	468,3	61,6	26,11
Swa	514	197,321	73,036	42157,3	35,07	213,6	577,2	105,7	37,26
Mai	1402	361,167	166,202	67662,1	32,20	187,3	407,1	80,3	32,24
Hei	341	259,220	106,120	37409,4	109,70	144,3	352,5	74,0	22,98

Tabelle 1.3.2: Kenngrößen Gruppe 3, Teil 2

Netz	Gesamtvo- lumen (m <sup>3</sup> )	Volumendich- te, $A_E$ (m <sup>3</sup> /ha)	Volumendich- te, $A_u$ (m <sup>3</sup> /ha)	mittlere Geschw. (m/s)	Mittl. Abfl. leistung (l/s)	Spez. Abfl.leis- tung, $A_E$ (l/s·ha)	Spez. Abfl.leis- tung, $A_u$ (l/s·ha)	mittl. Rohr- durchm. (m)	Anz. Anf. Haltungen	Form- faktor (-)
Mue	16460,8	47,27	117,73	2,39	614,8	1,77	4,40	0,565	310	4,32
Swa	7664,3	38,84	104,94	2,56	391,2	1,98	5,36	0,481	167	5,01
Mai	14538,0	40,25	87,47	2,44	484,1	1,34	2,91	0,526	352	2,23
Hei	6540,3	25,23	61,63	2,21	448,3	1,73	4,22	0,472	106	3,68

Anhang 2: Häufigkeiten, Menge und Dauerstufen des maßgebenden Niederschlagsabschnittes der Ereignisse der Starkregenserie für die Bemessung nach A117

Anhang 2: Häufigkeiten, Menge und Dauerstufen des maßgebenden Niederschlagsabschnittes der Ereignisse der Starkregenserie für die Bemessung nach A117

Datum	Häufigkeit n (-)	Menge (mm)	Dauer (Min)
5. 6.63	0,049	8,99	5
9. 6.63	0,160	32,02	45
5. 7.63	0,095	42,57	120
27. 8.63	0,181	26,78	30
4. 9.63	0,786	35,57	720
3. 5.64	0,736	48,49	1440
19. 5.64	0,020	65,47	720
26. 5.64	1,452	25,37	360
14. 6.64	1,276	19,87	120
27. 7.64	0,365	22,08	30
12. 8.64	0,286	41,75	540
29. 8.64	0,073	8,63	5
8.10.64	1,865	36,68	1440
16.11.64	0,931	56,94	2880
28. 5.65	1,946	36,14	1440
31. 5.65	1,025	33,40	720
8. 6.65	0,048	58,35	720
21. 6.65	0,311	7,34	5
22. 6.65	0,902	13,86	20
30. 6.65	1,211	15,76	45
22. 7.65	1,914	12,87	60
15. 8.66	1,089	43,52	1440
9. 9.66	1,813	11,30	30
26.10.66	1,131	38,67	1080
16. 5.67	1,138	38,60	1080
7. 6.67	1,312	56,70	4320
7. 7.67	1,351	19,37	120
9. 9.67	1,572	47,90	2880
22. 5.68	1,179	27,12	360
8. 6.68	0,493	14,96	15
19. 6.68	0,025	63,65	720
17. 7.68	1,367	40,63	1440
21. 9.68	1,336	36,86	1080
1.10.68	1,625	29,63	720
6. 6.69	0,278	60,85	1440
1. 8.70	1,772	8,00	10
8. 8.70	0,290	60,34	1440
27. 4.71	1,593	34,96	1080

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

Datum	Häufigkeit n (-)	Menge (mm)	Dauer (Min)
4. 6.71	1,061	14,90	30
5. 6.71	1,993	8,72	15
26. 8.71	1,168	9,31	10
27. 9.71	1,701	24,04	360
16. 6.72	1,245	37,63	1080
10. 7.72	1,991	20,03	240
27. 7.72	1,638	27,32	540
12. 8.72	0,843	16,45	30
15. 8.72	1,528	13,89	45
13.11.72	1,268	41,58	1440
16.11.72	0,662	44,46	1080
23. 6.73	0,716	31,30	360
24. 6.73	1,363	14,81	45
29. 6.73	0,106	25,45	20
7. 7.73	1,302	19,69	120
9. 7.73	0,532	31,28	240
15. 7.73	1,371	13,18	30
18. 7.73	1,692	9,45	15
30. 8.73	1,029	39,69	1080
14.11.73	0,879	46,24	1440
4. 5.74	1,549	39,04	1440
1. 7.74	0,921	10,06	10
16. 7.74	0,153	88,09	2880
26. 8.74	0,405	21,38	30
27. 8.74	1,799	33,64	1080
23. 6.75	0,302	19,77	20
4. 7.75	1,926	25,98	540
11. 7.75	1,190	24,42	240
11. 8.75	0,373	25,23	45
22. 8.75	0,229	91,40	4320
4. 9.75	0,928	24,84	180
11. 9.75	0,165	19,84	15
17.10.75	1,328	50,81	2880
30. 5.76	1,220	22,49	180
10. 8.76	0,319	34,04	180
14. 6.77	0,710	28,82	240
21. 6.77	1,896	33,07	1080
20. 7.77	1,100	27,70	360
25. 7.77	0,672	34,68	540
7. 5.78	0,999	44,61	1440

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

Datum	Häufigkeit n (-)	Menge (mm)	Dauer (Min)
4. 7.78	0,979	44,87	1440
6. 8.78	0,138	61,45	1080
5. 4.79	1,791	45,65	2880
5. 6.79	1,829	19,00	180
14. 6.79	0,022	121,26	2880
20. 9.79	0,272	88,02	4320
6.11.79	1,519	35,47	1080
23. 4.80	0,374	72,64	2880
17. 6.80	0,444	35,32	360
8. 7.80	1,689	9,46	15
20. 7.80	1,595	24,58	360
19. 8.80	0,519	26,14	90
5. 9.80	1,788	10,16	20
30. 4.81	0,925	34,24	720
16. 5.81	1,483	10,04	15
17. 7.81	0,042	110,53	2880
28. 9.81	0,504	47,41	1080
14.10.81	1,688	27,07	540
27.10.81	1,671	34,44	1080
15.12.81	1,131	30,38	540
8. 1.82	1,923	44,43	2880
21. 5.82	0,907	15,96	30
7. 6.82	0,087	8,47	5
18. 6.82	0,931	21,20	90
24. 7.82	0,534	27,49	120
3. 8.82	0,778	19,32	45
16. 8.82	1,286	13,61	30
10. 5.83	1,321	16,20	60
26. 6.83	0,013	10,14	5
1. 8.83	1,925	12,03	45
2. 8.83	0,266	88,43	4320
12. 7.84	0,140	8,05	5
10. 8.84	0,027	79,25	1080
2. 5.85	1,148	32,47	720
7. 5.85	1,950	36,11	1440
29. 5.85	0,100	8,35	5
20. 7.85	1,901	8,93	15
5. 8.85	0,128	50,43	720
16. 8.85	0,772	17,04	30
25. 8.85	1,660	38,16	1440

Vergleich hydrologischer und hydrodynamischer Kanalnetzrechnungen

Datum	Häufigkeit n (-)	Menge (mm)	Dauer (Min)
21. 5.86	0,643	20,85	45
28. 5.86	1,766	50,79	4320
18. 6.86	0,875	21,73	90
23. 6.86	1,779	16,96	120
6. 7.86	1,318	21,82	180
3. 5.87	1,717	17,27	120
19. 5.87	1,164	19,32	90
1. 7.87	0,000	94,00	360
4. 9.87	0,913	21,37	90
8. 9.87	1,537	12,41	30
25. 9.87	1,891	36,50	1440
11. 3.88	1,453	39,85	1440
29. 5.88	1,321	13,43	30
4. 6.88	0,630	45,00	1080
13. 7.88	1,563	27,71	540
20. 8.88	1,127	32,62	720
5.12.88	0,996	33,63	720
1. 4.89	1,223	42,04	1440
12. 6.89	1,768	10,22	20
2. 7.89	0,584	38,00	720
10. 7.89	0,033	61,54	720
2. 9.89	1,552	48,12	2880
14. 2.90	0,517	52,99	1440
7. 5.90	1,077	18,03	60
8. 5.90	1,777	7,99	10
10. 5.90	1,160	12,50	20
24. 5.90	0,173	47,93	720
12. 6.90	0,718	27,06	180
20. 6.90	0,794	16,85	30
28. 6.90	1,034	17,03	45
25. 8.90	0,853	27,26	240
11. 5.91	0,298	43,50	720
16. 6.91	0,404	71,33	2880
31. 7.91	0,018	95,43	1440
23. 3.91	1,843	45,16	2880
10. 8.91	0,298	43,50	720
15. 9.91	0,404	71,33	2880
30.10.91	0,018	95,43	1440

Anhang 3: Berechnungsergebnisse für die Modellregen der Häufigkeiten  
 $n = 1, 0,5, 0,33$  und  $0,2$

Tabelle 1: Verhältnis der Entlastungsspitzen aus hydrologischer und hydrodynamischer Berechnung, Netze der Gruppe 1

Gebiet	Verhältnis der Entlastungsspitzen für			
	n = 1,0	n = 0,5	n = 0,33	n = 0,2
Ufe	0,905	1,042	1,107	1,209
Sba	0,961	1,074	1,092	1,140
Pfe	0,908	1,044	1,114	1,266
RM3	1,074	1,101	1,102	1,142
Gst	1,141	1,247	1,187	1,310
Pru	1,158	1,269	1,276	1,334
Lin	1,126	1,275	1,344	1,431
Ez5	1,274	1,305	1,308	1,343
Bu8	1,202	1,304	1,362	1,424
Bu29	1,151	1,318	1,395	1,541
R23	1,207	1,359	1,403	1,466
Of4	1,372	1,453	1,499	1,507
RN6	1,238	1,480	1,584	1,641
Ez1	1,290	1,479	1,547	1,643
Ez3	1,455	1,485	1,506	1,542
Mim	1,389	1,463	1,555	1,674
MI2	1,169	1,469	1,639	1,809
Alt	1,247	1,474	1,619	1,829
Ez2	1,586	1,509	1,544	1,581
Pat	1,711	1,554	1,542	1,549
R24	1,382	1,647	1,721	1,803
RN5	1,596	1,642	1,704	1,827
Bu19	1,206	1,664	1,863	2,123
RM1	1,715	1,847	1,959	2,141
Of6	1,826	2,050	2,290	2,613
Mittelwert	1,292	1,422	1,491	1,596

Tabelle 2: Berechnungsergebnisse für den Modellregen n = 1

Gebiet	Entlastung in l/s		Verhältnis
	hydrologisch	hydrodyn.	
Ufe	1107	1223	0,905
Sba	1000	1041	0,961
Pfe	659	726	0,908
RM3	1082	1007	1,074
Gst	1036	908	1,141
Pru	775	669	1,158
Lin	1360	1208	1,126
Ez5	754	592	1,274
Bu8	614	511	1,202
Bu29	479	416	1,151
R23	764	633	1,207
Of4	1317	960	1,372
RN6	1416	1144	1,238
Ez1	1108	859	1,290
Ez3	454	312	1,455
Mim	1968	1417	1,389
MI2	1658	1418	1,169
Alt	1500	1203	1,247
Ez2	333	210	1,586
Pat	522	305	1,711
R24	380	275	1,382
RN5	1612	1010	1,596
Bu19	1713	1420	1,206
RM1	669	390	1,715
Of6	1019	558	1,826

Tabelle 3: Berechnungsergebnisse für den Modellregen  $n = 0,5$

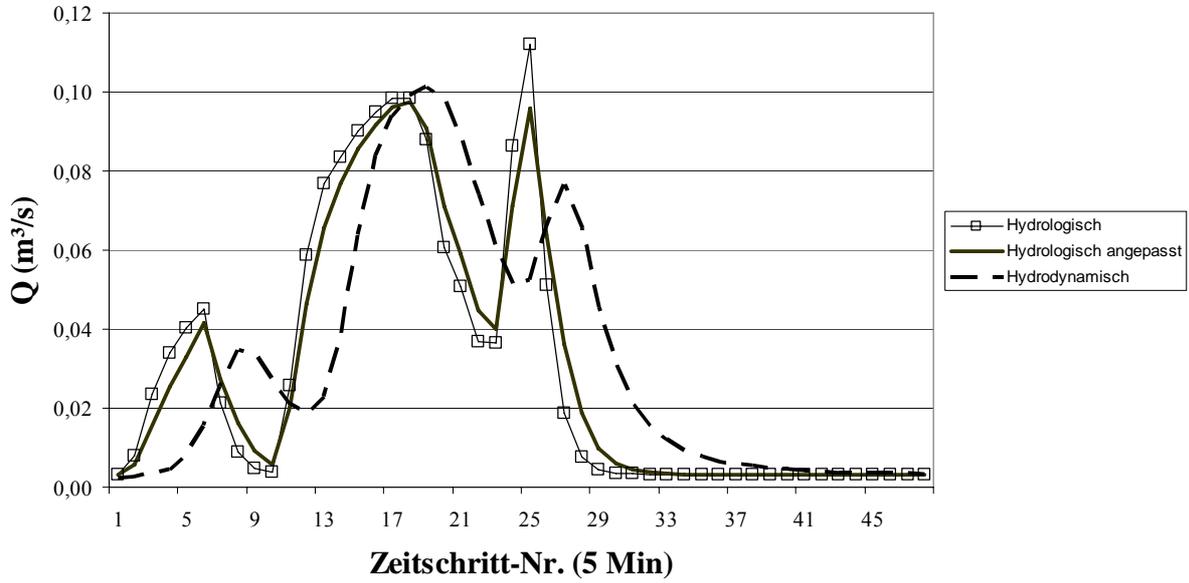
Gebiet	Entlastung in l/s		Verhältnis
	hydrologisch	hydrodyn.	
Ufe	1490	1430	1,042
Sba	1438	1339	1,074
Pfe	953	913	1,044
RM3	1458	1324	1,101
Gst	1394	1118	1,247
Pru	1075	847	1,269
Lin	1828	1434	1,275
Ez5	967	741	1,305
Bu8	833	639	1,304
Bu29	646	490	1,318
R23	1079	794	1,359
Of4	1819	1252	1,453
RN6	2105	1422	1,480
Ez1	1535	1038	1,479
Ez3	582	392	1,485
Mim	2521	1723	1,463
MI2	2472	1683	1,469
Alt	2147	1457	1,474
Ez2	424	281	1,509
Pat	662	426	1,554
R24	570	346	1,647
RN5	2044	1245	1,642
Bu19	2384	1433	1,664
RM1	857	464	1,847
Of6	1302	635	2,050

Tabelle 4: Berechnungsergebnisse für den Modellregen  $n = 0,33$

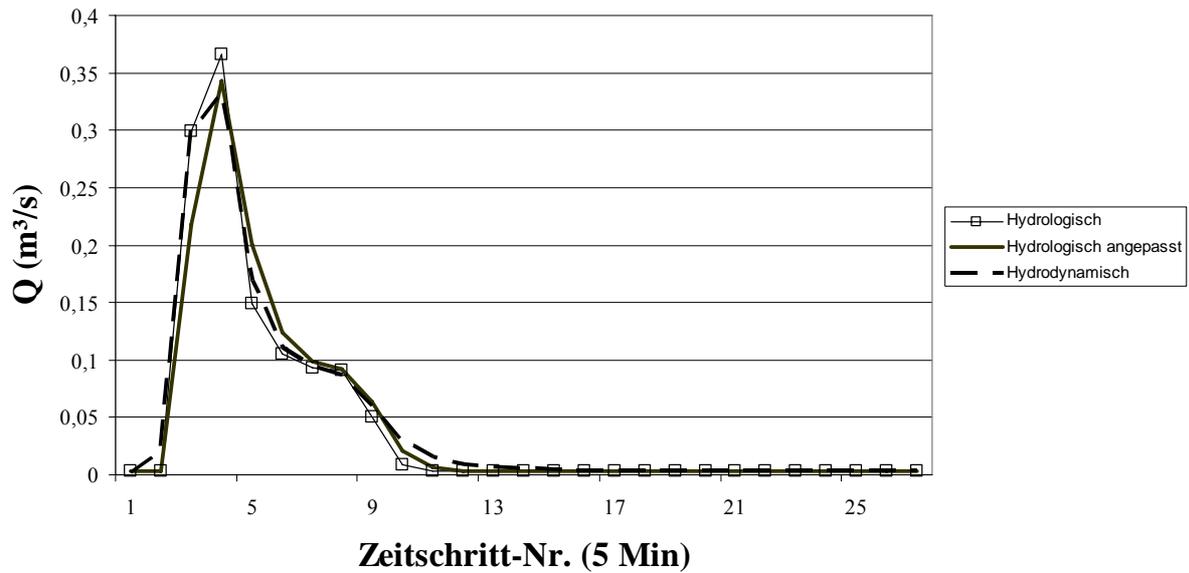
Gebiet	Entlastung in l/s		Verhältnis
	hydrologisch	hydrodyn.	
Ufe	1686	1523	1,107
Sba	1631	1494	1,092
Pfe	1081	970	1,114
RM3	1647	1495	1,102
Gst	1577	1329	1,187
Pru	1202	942	1,276
Lin	2070	1540	1,344
Ez5	1083	828	1,308
Bu8	971	713	1,362
Bu29	734	526	1,395
R23	1214	865	1,403
Of4	2055	1371	1,499
RN6	2446	1544	1,584
Ez1	1727	1116	1,547
Ez3	652	433	1,506
Mim	2817	1811	1,555
MI2	2851	1740	1,639
Alt	2412	1490	1,619
Ez2	471	305	1,544
Pat	734	476	1,542
R24	649	377	1,721
RN5	2261	1327	1,704
Bu19	2699	1449	1,863
RM1	960	490	1,959
Of6	1454	635	2,290

Anhang 4: Vergleich der Abflussganglinien am Systemende für die Netze  
Mi2 und Eck – mittlere Ereignisse

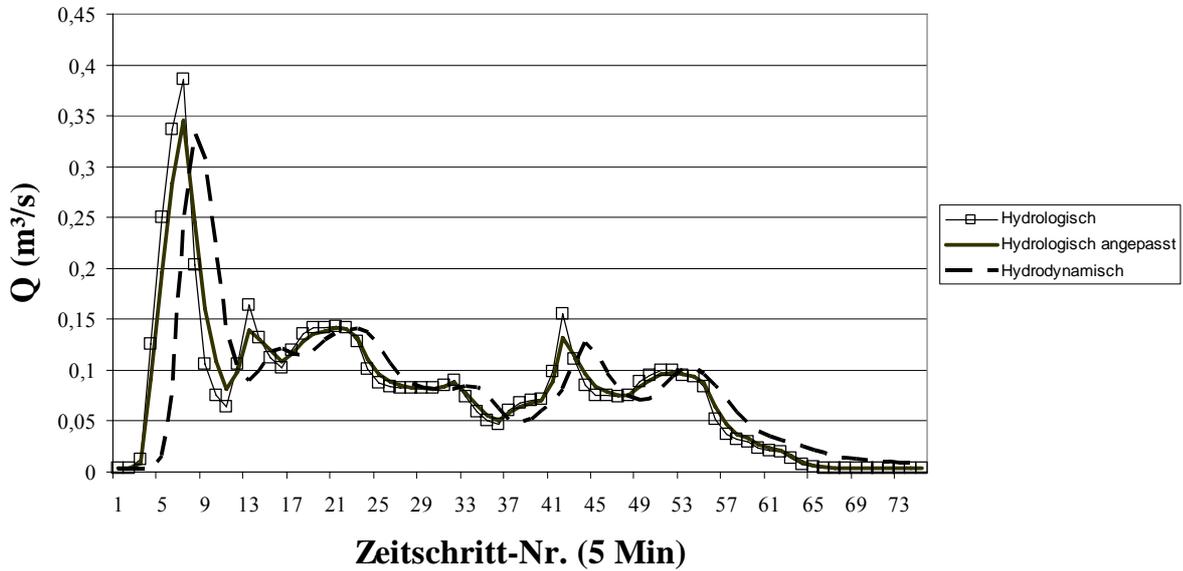
**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Mi2 - Ereignis vom  
22.01.1977**



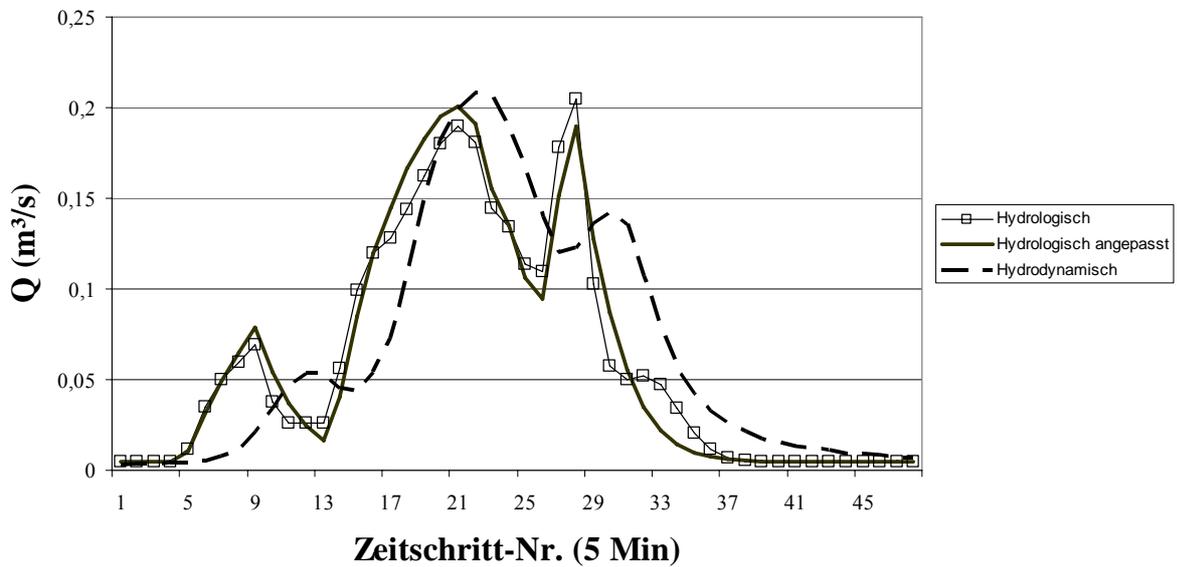
**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Mi2 - Ereignis vom  
25.06.1977**



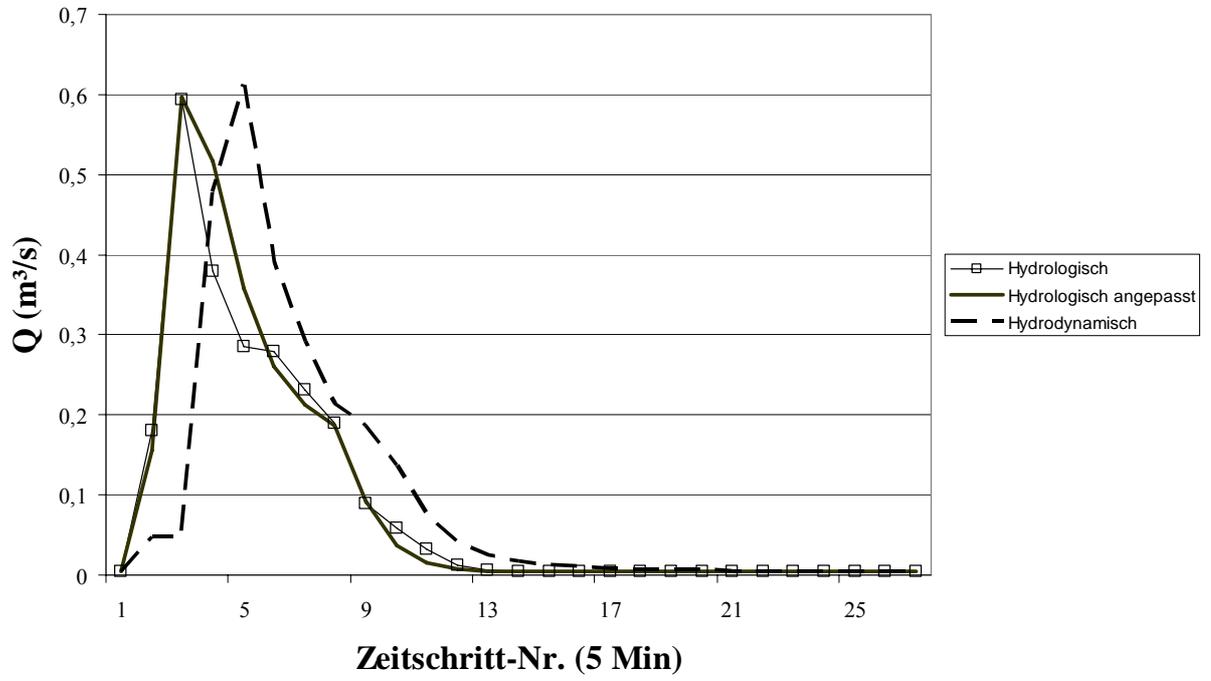
**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Mi2 - Ereignis vom  
25.07.1977**



**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Eck - Ereignis vom  
22.01.1977**



**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Eck - Ereignis vom  
25.06.1977**



**Vergleich der Zulaufanglinien zum RÜB Eck - Ereignis vom  
25.07.1977**

