

Aufbereitung der Kanaldaten für das Vorhersagemodell - Das Beispiel SONTHOFEN -

Redaktion A. KHELIL (veröffentlicht in der *Korrespondenz Abwasser*,
August 1998)

Bearbeitung A. KHELIL, H.J. ANTON, S. ACHATZ, K. HARTKORN, M.
HARMS

1 Einführung

Um die Zuverlässigkeit der Echtzeitkanalbewirtschaftung zu erhöhen, soll die Zuflußbelastung des Kanalnetzes während eines Niederschlagsereignisses mit Hilfe eines on-line Prognosemodells vorhergesagt werden. Trotz der höheren Genauigkeit kann eine hydrodynamische Simulation die spezifischen Anforderungen der on-line Anwendung bezüglich Rechenzeit, Rechenspeicher, numerischer Stabilität, Datenbehandlung meistens nicht erfüllen. Daher soll versucht werden, vereinfachte Modelle einzusetzen.

Vereinfachte Modelle zur Kanalberechnung werden seit langem in Deutschland verwendet, speziell für den Nachweis der Beckendimensionierung (Der Bemessungswert wird i.d.R. erst nach dem ATV Arbeitsblatt A128 ermittelt). Dieser Nachweis erfolgt mit Hilfe der hydrologischen Simulation nach relativ starrem Muster (vgl. BRANDT et al, 1990). Sowohl die Wahl des Berechnungsprogramms als auch die Abschätzung der entsprechenden Modellparameter werden a priori von länderspezifischen Regelungen festgelegt. Wenn wegen einer lokalen Besonderheit der Netzkonfiguration Modellierungsschwierigkeiten auftreten, wird eine Lösung in Einvernehmen mit den Wasserbehörden erarbeitet. Letztere prüfen die Gültigkeit der Simulationsergebnisse, bevor Maßnahmen realisiert werden.

Dabei ist der Bezug zum realen Entwässerungssystem eher zweitrangig. Für online Vorhersagemodelle ist solches Vorgehen nicht annehmbar: Der Output der online Simulation muß vor der Implementierung mit Realdaten verglichen werden. Alle Anforderungen des Optimierungsmoduls zur Bestimmung der Steuerungsstrategie müssen erfüllt werden, sonst besteht die Gefahr, daß eine falsche Zuflußvorhersage die Berechnung der Steuerungsoptimierung zunichte macht.

Es mag verschiedene Meinungen zur Notwendigkeit einer Kalibrierung der off-line Simulation geben. Einige Autoren weisen darauf hin, daß on-line und off-line Simulation unterschiedliche Zwecke verfolgen, welche eine andere Gewichtung der Beurteilungskriterien erfordern (vgl. tab. 1a/b).

relevant hinsichtlich der		Planung ¹	Steuerung
Entlastungshäufigkeit	(1/a)	Ja	-
mittleres Entlastungsvolumen im Jahr	(m ³)	Ja	-
mittlere Entlastungsdauer im Jahr	(h)	Ja	-
statistische Untersuchung der Entlastungsraten	(m ³ /s)	Ja	-

Tab. 2a: Beurteilung der Langzeitsimulation

relevant hinsichtlich der		Planung ²	Steuerung
maximale Zuflußrate	(m ³ /s)	ja	ja
Zeitpunkt des Auftretens des max. Zuflusses	(min)	-	ja
Gesamtzuflußvolumen	(m ³)	ja	ja

Tab. 2b: Beurteilung eines Einzelereignisses

Manche Autoren erwägen, daß sich Ungenauigkeiten bei der Erfassung des Kurzzeitverhaltens eines Entwässerungssystems so ausgleichen können, daß sie zur Charakterisierung des Langzeitverhaltens eine

¹ Nachweis der Beckenbemessung

² Dimensionierung der Rohrleitungen

untergeordnete Rolle spielen. Unsere Ergebnisse (vgl. Tab. 14) zeigen vielmehr, daß hydrologische Modelle auch dann kalibriert und verifiziert werden sollen, wenn nur das Langzeitverhalten von Interesse ist.

Damit eine Modellanpassung möglich ist, müssen folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

- digitalisierte detaillierte Beschreibung des Entwässerungssystems
- digitalisierte Meßdaten (Regenintensität, Wasserstände in den Speicheranlagen, Abflußraten)
- Möglichkeit zur numerischen Simulation mit verschiedenen Modellen, mindestens aber mit einem hydrodynamischen Modell

Untersuchungen mit Entwässerungssystemen aus MAKSIMOVIC, RADOJKOVIC, 1986 haben gezeigt, daß kalibrierte hydrologische Modelle die hydrodynamischen Ergebnisse für kleine Einzugsgebiete mit klar definierten hydraulischen Grenzen gut approximieren (e.g. KHELIL, SEMKE, 1991 oder KHELIL, 1993). Ein wichtiges Ziel der laufenden Untersuchung ist es zu prüfen, inwieweit diese Ergebnisse auf die Teilsysteme im AOI-Bereich übertragbar sind. Zudem soll auch versucht werden, das Verhalten der Speicheranlagen mit einzubeziehen.

2 Formulierung der Modellbausteine

Es kann an dieser Stelle nicht ausführlich auf die numerischen oder programmtechnischen Aspekte eingegangen werden. Jedoch sind Modellformulierung und Programmierung eine unabdingbare Voraussetzung zur Auswahl eines „optimalen Modells“ stellen.

Online Vorhersagemodelle müssen mindestens folgende Prozesse nachbilden: Abfluß-Bildung, -Konzentration und -Transport. Geeignete mathematische Beschreibungen existieren seit langem. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden verschiedene Modellbausteine ausgewählt und programmiert, deren Übersicht folgt:

- Die Abflußbildung berücksichtigt Benetzungsverluste, Infiltrationsverluste und Muldenverluste (in dieser Reihenfolge). Infiltrationsverluste werden nach den Gleichungen von HORTON oder NEUMANN ermittelt. Sobald sich die Mulden füllen, entsteht Oberflächenabfluß. Der Abflußbeiwert steigt kontinuierlich an, bis er einen Grenzwert erreicht, wenn die Mulden voll sind (vgl. PAULSEN, 1986).
- Die Abflußkonzentration wird entweder auf der Grundlage der linearen Konzeptmodellierung (Speicheranalogon) oder mit Hilfe von nicht-linearen physikalischen Modellen auf der Basis der MANNING-STRICKLER-Gleichung für Flächenabflüsse (vgl. ATV A110, 1988) ermittelt.
- Der Abflußtransport im Kanal kann auch explizit berücksichtigt werden. Modelltechnisch handelt es sich um ein einfaches hydraulisches Modell auf der Grundlage der Widerstandsgleichungen von PRANDTL-COLEBROOK oder MANNING-STRICKLER. Druckabfluß und Überstau können auch protokolliert werden.
- Speichereinrichtungen werden durch Kennlinien beschrieben, so genau wie erwünscht.

Es wurde bei der Programmierung auf folgende Punkte besonders geachtet:

- Umsetzung der Modellgleichungen

Wo immer eine analytische Lösung der Differentialgleichungssysteme bekannt war, wurden ihre Integralformen herangezogen. War keine analytische Lösung bekannt, wurden mehrere numerische Schemata (zur Umsetzung der Differentialgleichungen in finite Differenzen) implementiert.

- Beschreibung der Oberfläche und des Kanals
Die klassische Teilung zwischen durchlässigen und undurchlässigen Flächen wird aufgehoben. Stattdessen können für jedes Einzugsgebiet beliebig viele Flächentypen eingetragen werden. Dies ermöglicht z.B. die gesonderte Betrachtung der Dachflächen, deren Verhalten sich deutlich von dem anderer undurchlässiger Flächen abhebt.
- Steuerung des Programmablaufs
Der Simulationszeitschritt ist frei wählbar. Jedoch bewirken größere Zeitschritte eine Abflachung der Abflußganglinien und sogar Unsicherheiten u.a., wenn Speicher erfaßt werden, deren Befüllung bzw. Entleerung nur wenige Zeitschritte benötigen.
- Steuerung der Ausgabe
Ganglinien aller Zustandsvariablen (Abflußraten, Wasserstände) können nach beliebigem Zeitschritt ausgegeben werden. Dies ist eine wesentliche Voraussetzung für die Modelluntersuchung. Es ist zudem möglich, statistische Daten zur Charakterisierung des Langzeitverhaltens (z.B. im Sinne des ATV A128) zu erhalten.

3 Beschreibung des Entwässerungssystems

Der Abwasserverband Obere Iller vereinigt mehrere Gemeinden, wie SONTHOFEN, IMMENSTADT, OBERSDORF (vgl. Abb. 1). Das Einzugsgebiet erstreckt sich über 25 km in Süd-Nord-Richtung. Es ist 5 bis 15 km breit. Alle Teilgebiete werden an den Hauptsammler angeschlossen. Die Kläranlage auf der nördlichen Seite kann ca. 150 000 Einwohnergleichwerte aufnehmen. Mehr als 20 Speicheranlage sollen künftig vom zentralen Leitsystem im Verbund gesteuert werden.

Das Entwässerungssystem der größten Gemeinde, SONTHOFEN (26 000 Einwohner), soll zur Veranschaulichung der theoretischen Überlegungen herangezogen werden (vgl. Tab. 3, Abb. 2). Es besteht aus 8 Teilgebieten, deren untere Grenze durch eine Überlaufstelle bzw. den Übergang zum Hauptsammler definiert wird. Zwei Regenüberlaufbecken RÜB1 (686 m³) und RÜB2 (1480 m³) sind installiert. Zur Zeit werden sie nach einer lokalen Strategie betrieben : der Drossellwert Q_{abmax} beträgt 150 l/s in beiden Fällen.

Aufbereitung der Kanaldaten für das Vorhersagemodell hydrosim bzw. predict

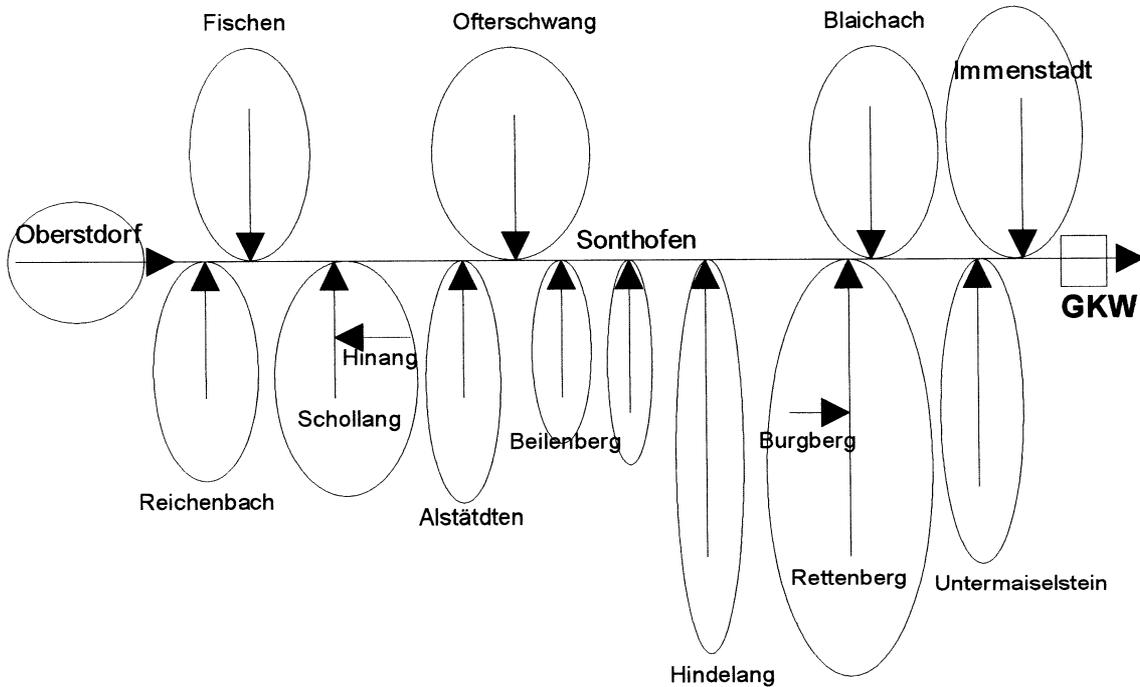


Abb. 1: Schematischer Überblick des gesamten AOI-Bereiches (die Einzugsgebiete werden nicht maßstabgetreu dargestellt)

	Entwässerungssystem <i>file sf_00.net</i>	Entwässerungssystem ³ <i>file sf_1400.net</i>
Anzahl der Kanalelemente (-)	1730	426
Anzahl der Haltungen (-)	1706	402
Anzahl der Pumpen (-)	4	4
Anzahl der Wehre (-)	13	13
Anzahl der Schächte (-)	1695	396
Anzahl der Auslässe (-)	8	8
Länge der Kanalisation (m)	62 175, $\mu^4 = 36,44$, $\sigma^5 = 51 \%$	15922, $\mu = 39,61$
Gesamte Fläche (ha)	355,89, $\mu = 0,21$, $\sigma = 113 \%$	355,89, $\mu = 0,89$
undurchlässige Fläche (ha)	137,44, $\mu = 0,08$, $\sigma = 143 \%$	137,44, $\mu = 0,34$, $\sigma = 143 \%$
mittleres Haltungsgefälle (%)	1,83, $\sigma = 238 \%$	0,92
Haltung mit Nullgefälle	12	12

Tab. 3: Entwässerungssystem der Stadt SONTHOFEN (wie in Datei *sf_00.net*) aufgenommen

³ *sf_1400.net* entspricht auch einer detaillierten Beschreibung des Entwässerungssystems SONTHOFEN. Die Regeln zum Aufbau von *sf_1400.net* ausgehend von *sf_00.net* werden weiter unten erläutert.

⁴ μ : Mittelwert pro Haltung

⁵ σ : Standardabweichung im Verhältnis zum Mittelwert

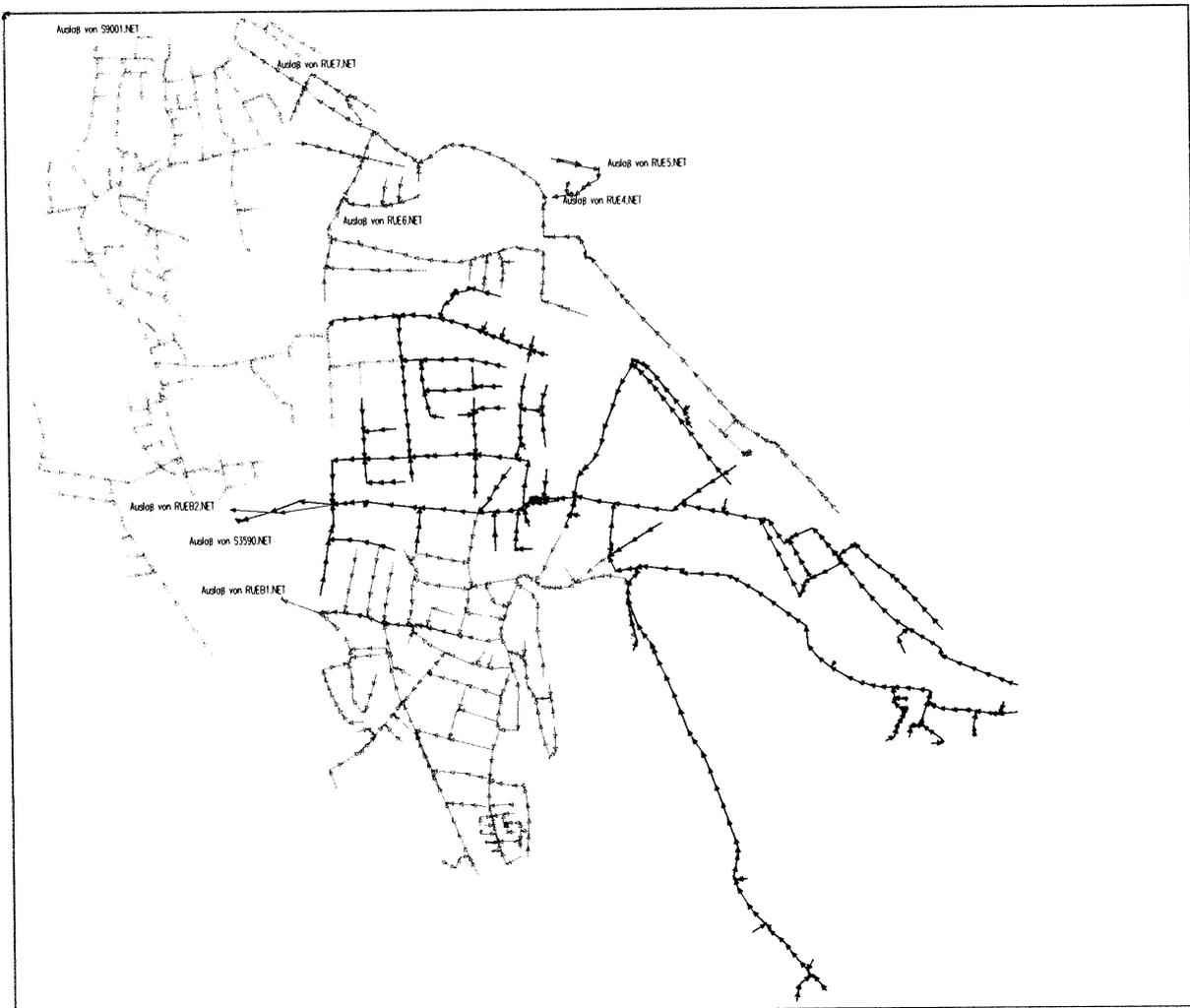


Abb. 2: Darstellung des Entwässerungssystems SONTHOFEN (wie in Datei sf_00.net beschrieben)

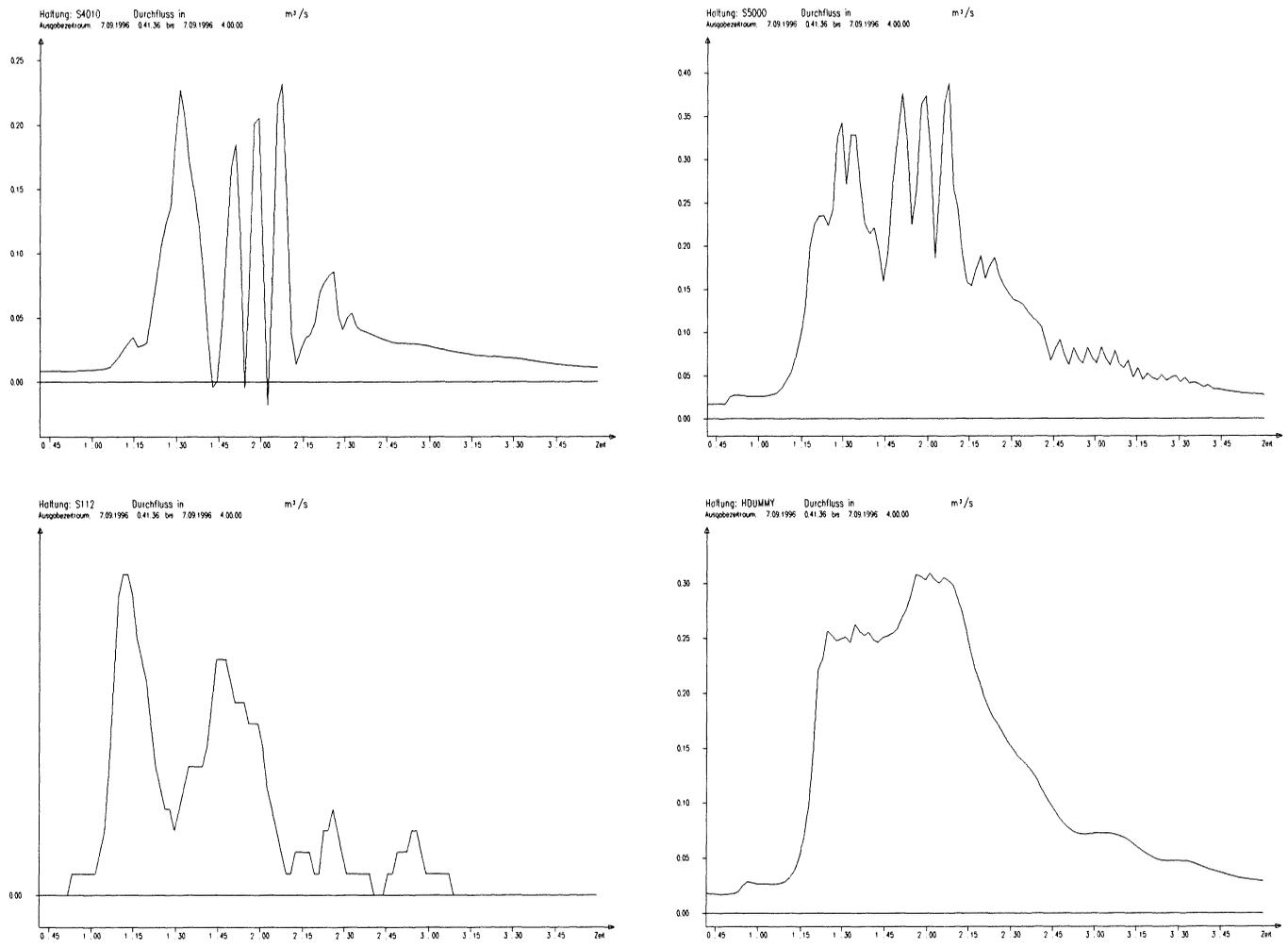
4 Nachteile der hydrodynamischen Simulation

Wenn Regenwerte (Intensität, Verluste) richtig erfaßt werden, liefert die hydrodynamische Kanalberechnung eine zuverlässige Zuflußvorhersage. Jedoch gibt es einige Nachteile.

Der offensichtlichste Nachteil ist die Diskrepanz zwischen der Zahl der zu ermittelnden Ausgabevariablen und derjenigen der Zustandsvariablen im Modell (Beschreibung des detaillierten Kanalsystems). Für den Nachweis der Beckenbemessung sind, im Beispiel SONTHOFEN, nur die Entlastungsganglinien von Bedeutung und für die online Vorhersage nur noch die zwei Zuflußganglinien in die gesteuerten Regenüberlaufbecken.

Sicherlich läßt sich die Rechenkapazität durch leistungsfähigere Rechner oder Parallelisierung erhöhen und damit die sonstigen online Anforderungen erfüllen. Oft wird es aber nicht möglich sein, das Verhalten des Realnetzes hydrodynamisch, ohne jeglichen Eingriff in die Netzkonfiguration, zu ermitteln. Solche Behandlung setzt ein vertieftes Verständnis für Grundlagen und Einschränkungen der eindimensionalen Strömungsberechnung voraus. Es sollen insbesondere folgende Punkte beachtet werden:

Aufbereitung der Kanaldaten für das Vorhersagemodelhydrosim bzw. predict



MIKROCOMPUTER IN DER STADTENTWASSERUNG - KANALNETZBERECHNUNG -
 FEINNETZBERECHNUNG - sf1_00bw - Berechnungsschritt 0,05 sec.

Abb. 3: Beispiele von numerischen Instabilitäten bei hydrodynamischer Simulation mit unverändertem Kanalnetz sf_00.net

- Diskontinuitäten der Geometrie oder des Gefälles, wie sie lokal in allen Kanalnetzen auftreten, werden bei der Aufstellung der Modellgleichungen nach SAINT-VENANT (1870) vernachlässigt.
- Die Umsetzung der SAINT-VENANT'schen Differentialgleichungen in finite Differenzen kann numerische Instabilitäten hervorrufen, bei explizitem numerischem Schema. Dies trifft für das Programm HYSTEM-EXTRAN zu, das für die hydrodynamische Berechnung verwendet wurde (vgl. FUCHS, 1987)

In der Tat treten im Bereich SONTHOFEN, oberhalb des Regenüberlaufbeckens RÜB1, numerische Instabilitäten auf. Sie entstehen in Haltung S4010 und setzen sich bis zur Haltung HDUMMY fort, die in RÜB1 mündet. Dadurch wird die Abflußganglinie auf unzulässige Weise verzogen (die erste Abflußspitze verschwindet ganz), auch wenn der Berechnungszeitschritt 0,05 s beträgt.

Tab. 4 bzw. entsprechende Abbildungen zeigen ein Rechenbeispiel und veranschaulichen das Maß der Schwankungen.

Entwässerungssystem	Datei sf1_0bw.net; Teilgebiet oberhalb RÜB1 (Realnetz)
Blockregen t30n1	Dauer 30 min, Häufigkeit 1/a
Modellparameter	Standardwerte
Simulationszeitschritt	0,05 s

Tab. 4: Kenndaten eines Simulationslaufs, der in SONTHOFEN numerische Instabilität hervorruft

Es soll zudem angemerkt werden, daß in diesem Fall die globale Volumenbilanz kein Beleg für die Richtigkeit der Ergebnisse ist. Schon mit dem (empfohlenen) Zeitschritt von 0,2s beträgt der Volumenfehler, trotz der Schwankungen, weniger als 1%.

5 Aufbau des hydrologischen Modells

5.1 Vereinfachung der Kanalbeschreibung

Der Aufbau eines einfachen Modells vollzieht sich in zwei (eng miteinander verknüpften) Stufen : Aufbau einer vereinfachten Beschreibung des Entwässerungskanals, mathematische Formulierung der Teilprozesse.

Algorithmen zur Vereinfachung des Entwässerungsnetzes wurden entwickelt. Einige Ergebnisse sind EBERL, KHELIL, WILDERER, 1996 zu entnehmen, wobei das Augenmerk der hydrodynamischen Berechnung galt. In der jetzigen Untersuchung jedoch sind die angestrebten Vereinfachungen radikaler. Sie folgen folgenden Prinzipien:

- **Das gesamte Einzugsgebiet wird in hydraulisch getrennte Einheiten aufgeteilt, die miteinander nur an den Entlastungsstellen verbunden werden.**
- **Speichereinheiten werden systematisch unterhalb jeden Teilgebietes (Entlastungsstelle bzw. Einmündung in den Hauptsammler) angehängt. Auch wenn kein Regenbecken installiert ist, wird nochmalweise an solchen Stellen ein Teil des verfügbaren Stauraumes aktiviert.**

⇒ Die hydraulische Trennung der Teilgebiete ist eine Voraussetzung der vereinfachten Modellierung. In SONTHOFEN sollte der dadurch entstehende Fehler akzeptabel bleiben, weil die Vermischungszonen generell an den oberhalb liegenden Stellen lokalisiert sind. Die Trennung (vgl. Abb. 2) erfolgt unter der Annahme eines Normalabflusses und einer gleichmäßigen Belastung der Leitungsröhre von 50% der Transportkapazität ($Q_{ab_ref_i} = 0,5 \cdot Q_{voll_i}$)⁶. Die Kontinuitätsbedingung an den Verzweigungsstellen läßt sich wie folgt formulieren:

$$Q_{ab_i} = Q_{zu} \cdot \frac{Q_{ab_ref_i}}{\sum_{j=1}^k Q_{ab_ref_j}} \quad (\text{gl. 1})$$

Q_{zu} : Zufluß in den Verzweigungsschacht

k : Anzahl der abfließenden Haltungen

$Q_{ab_ref_j}$: Vollfüllungsleistung der Haltung j

Q_{ab_i} : berechneter Abfluß in Haltung i

⇒ der Stauraum in der Kanalisation

Während der Befüllung eines Regenbeckens wird ein Teil der in der Kanalisation vorhandenen Speicherkapazität auch aktiviert, wenn keine besonderen Steuerungseinrichtungen installiert sind. Über das Ausmaß des Zusatzspeichers kann man keine allgemeine Aussage treffen.

Im Folgenden seien für beide Becken in SONTHOFEN die entsprechenden Kennlinien aufgezeigt. Es zeigt sich, daß der aktivierte Zusatzspeicher beträchtlich anwächst, wenn die Entlastung beginnt.

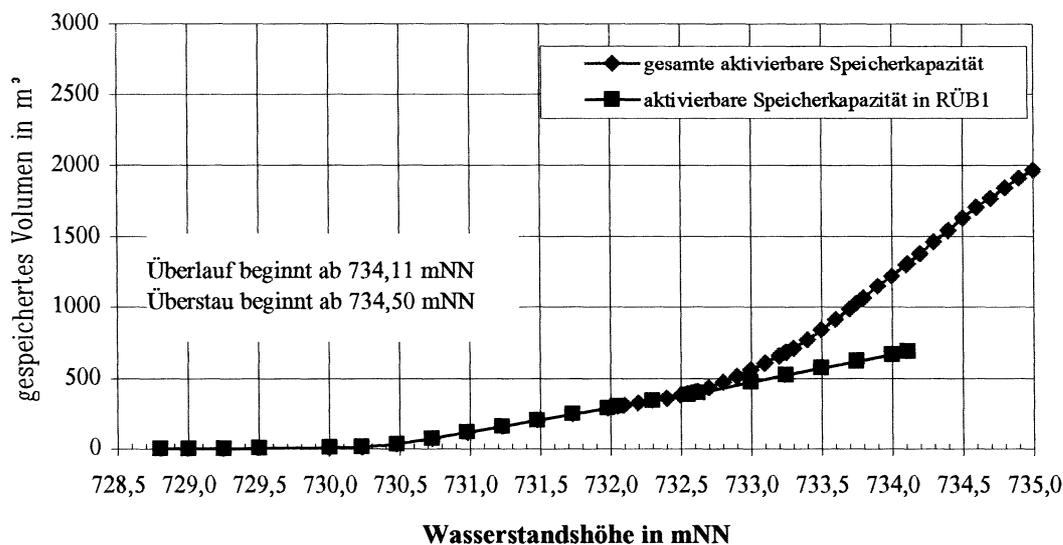


Abb. 4: Aktivierbarer Stauraum, wenn RÜB1 in SONTHOFEN einstaut

⁶ Viele Autoren (z.B. vgl. EPA, 1971) nehmen eine hydraulische Belastung von 100 % an ($Q_{ab_i} =$ Transportkapazität). Dies ist meistens überschätzt.

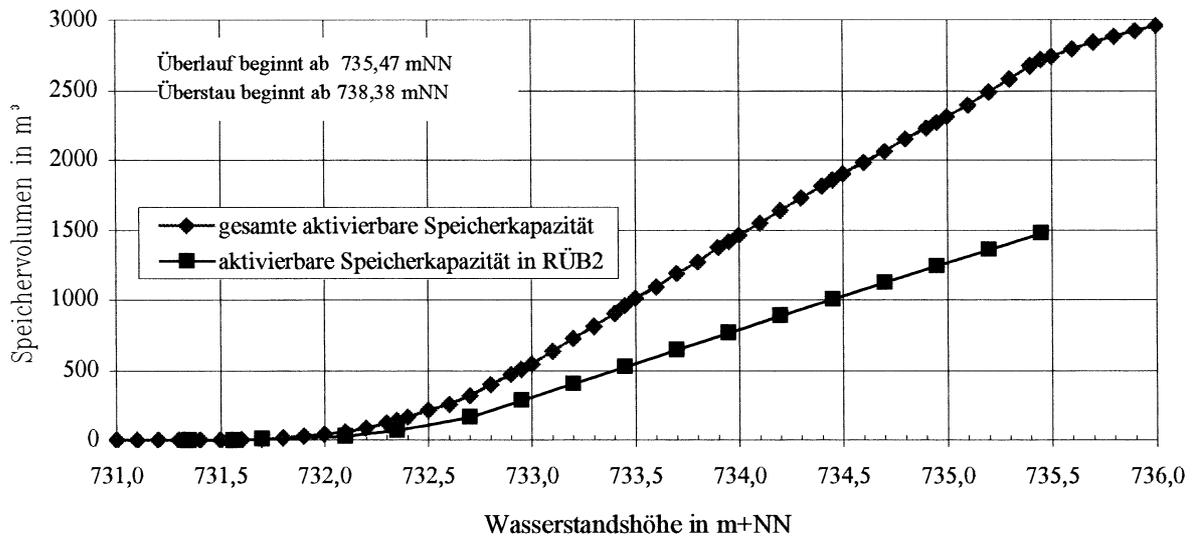


Abb. 5: Aktivierbarer Stauraum, wenn RÜB2 in SONTHOFEN einstaut

Folgende Tabellen und Abbildungen fassen die wichtigsten Kenndaten zur Beschreibung des Sonthofener Entwässerungssystems nach der hydrologischen (vereinfachten) Modellierung zusammen.

Teilgebiet	Gesamtfläche [ha]	undurchlässig [ha]	Q _{abmax} [m ³ /s]	Tiefpunkt [mNN]	Speicher- kapazität [m ³]
RUEB1.NET	56,58	26,95	0,15	728,80	1312
RUEB2.NET	79,48	34,89	0,15	731,50	2720
S3590.NET	4,95	1,87	0,980/0,200	731,50	-
S9001.NET	98,68	34,2	9,91	727,29	1621
RUE4.NET	1,84	0,37	0,48	738,58	141
RUE5.NET	56,1	18,25	0,69	739,79	354
RUE6.NET	17,2	7,39	0,07	733,75	127
RUE7.NET	33,11	10,38	1,46	731,28	407
Total	397,94	133,30	-	-	6682

Tab. 5: Hydrologische Beschreibung des Sonthofener Entwässerungssystems

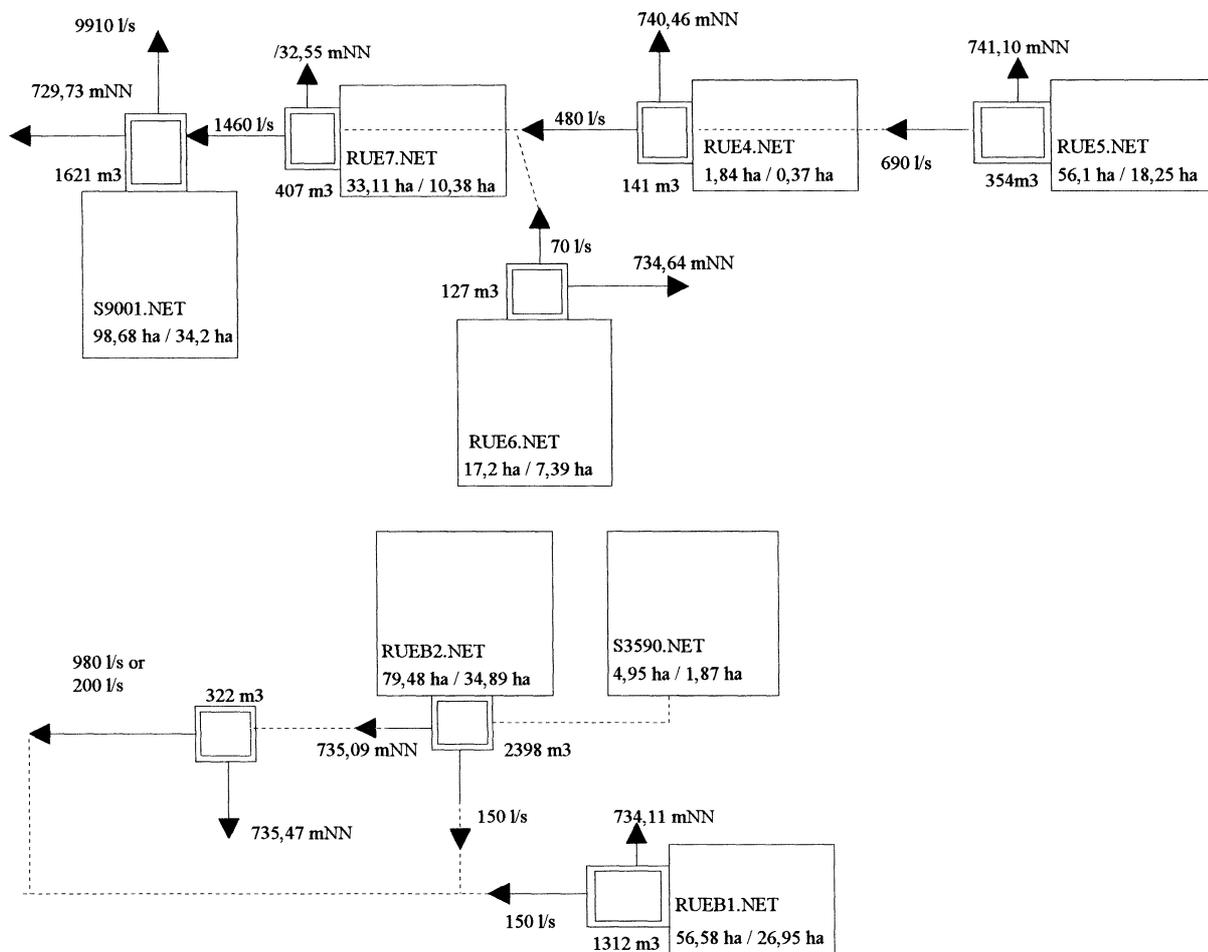


Abb. 6: Schematische Darstellung des Sonthofener Entwässerungssystems für die hydrologische Berechnung

5.2 Auswahl der Modellbausteine

5.2.1 Vorgehensweise zur Auswahl der Modellbausteine

Es wurden folgende Prinzipien befolgt:

- Die Erfassung des Niederschlags und die Berechnung der Regenverluste sollen so genau wie möglich erfolgen.
- Die Prozesse von Abflußkonzentration und -Transport sollen zusammengefaßt werden („lumped“ Modell, holistische Betrachtungsweise).

⇒ Im Gegensatz zu vielen off-line Anwendungen müssen im on-line Kontext die abflußwirksamen Regenzuflüsse realistisch nachgebildet werden. Vergleiche zwischen Meßdaten und Ergebnissen der Simulation haben bestätigt, daß eine grobe Betrachtung der Abflußbildung (z.B. durch Annahme eines konstanten Abflußbeiwertes, wie in der Rohrdimensionierung üblich) die Zuflußwelle so verzerren kann, daß kein Ausgleich durch Kalibrierung der nachfolgenden Prozesse möglich ist.

Die wichtigste Eigenschaft der „lumped“ Modellierung ist die künstliche Trennung zwischen den Phänomenen „Transport“ und „Speicher“. Vergleiche haben gezeigt, daß lineare Konzeptmodelle oft die entlasteten Mengen überschätzen, was mit der Vernachlässigung des aktivierbaren Speicherraumes (vgl. oben) und/oder mit der Unterschätzung der Transportdauer im Kanal zusammenhängen kann. Die Vorgehensweise zur Beckenbemessung privilegiert verständlicherweise den Sicherheitsaspekt. Im on-line Kontext jedoch wirken solche Effekte den Vorteilen der Optimierung entgegen.

5.2.2 Abschätzung der Transportdauer

Durch explizite Formulierung der Energiebilanz für jede einzelne Haltung kann die hydrodynamische Berechnung das aktivierte Speicherpotential in den Rohrleitungen auf eine Weise berücksichtigen, die außerhalb der Möglichkeit der holistischen Modellierung liegt. Dies wird insbesondere klar, wenn hydraulische Störungen lokal auftreten. Solange die Transportkapazität ausreicht, entspricht jedoch das Energiegefälle dem Sohlgefälle weitgehend, außer in wenigen Fällen (z.B. wenn die Haltung extrem flach liegt). Diese Eigenschaft wird verwendet, um den Transportprozess aus holistischer Sicht zu charakterisieren. Die Transfer-Funktion des Kanals wird unter der Annahme des Normalabflusses und gleichmässiger Rohrbelastung (ausgedrückt als Prozentwert der Transportkapazität) ermittelt.

Gesamte Länge der Kanalisation	(m)	17 247
maximale Fließlänge im Kanal	(m)	1 802
mittlere Fließlänge im Kanal	(m)	812
mittlere Haltungsgefälle	(%)	2,73
angeschlossene Gebietsfläche	(ha)	26,95

Tab. 6: Kenndaten des Entwässerungskanals oberhalb der Beckens RÜB1

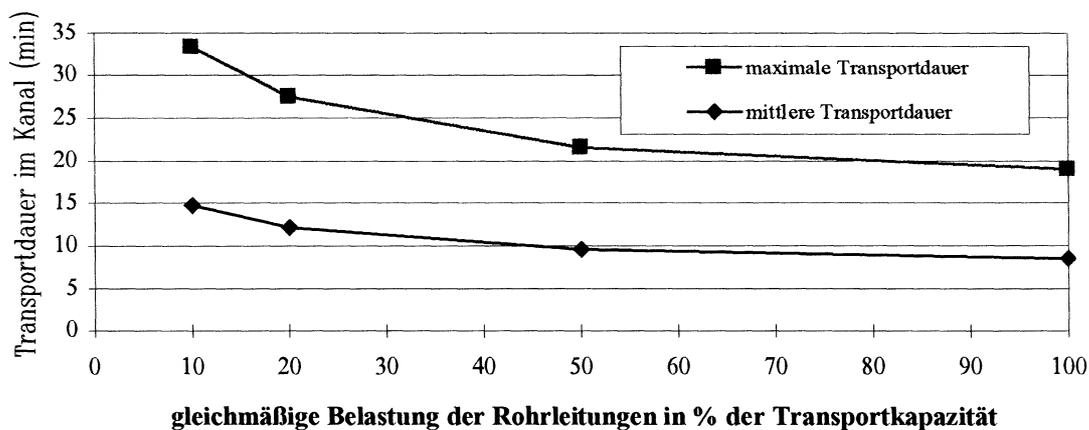


Abb. 7: Transportdauer im Kanal oberhalb des Speicherbeckens RÜB1 in Abhängigkeit der hydraulischen Belastung

Obwohl eine gleichmäßige Rohrbelastung eher unwahrscheinlich erscheint, zeigt die Untersuchung, daß im Bereich der hohen Belastung (> 50% der Transportkapazität) die berechnete Transfer-Funktion weitgehend unverändert bleibt, was eine lineare Modellierung gerechtfertigt. Im Bereich der niedrigen

Belastungen (<50% der Transportkapazität) flacht die Einheitsganglinie deutlich ab. Lineare Modelle erscheinen deshalb eher ungeeignet.

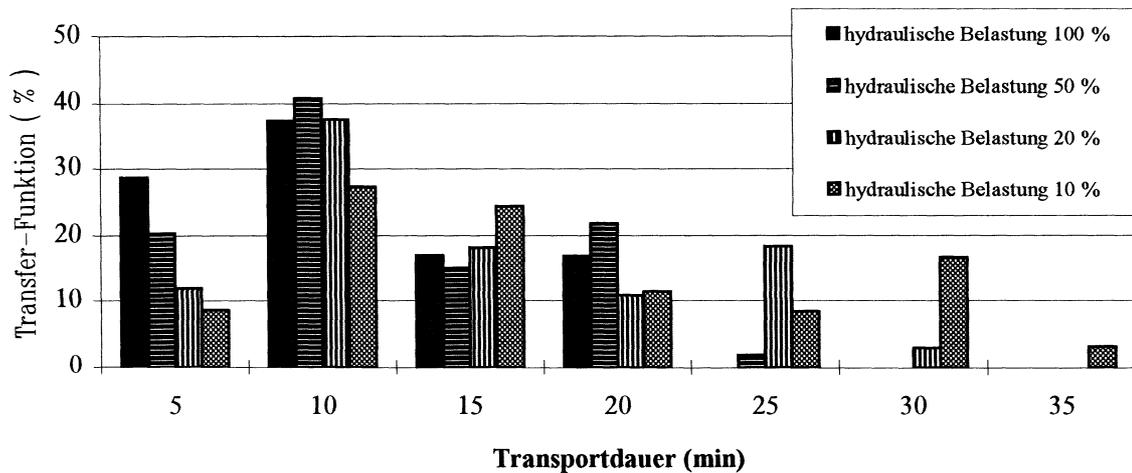


Abb. 8: berechnete Transfer-Funktionen des Kanals oberhalb RÜB1 in Abhängigkeit der hydraulischen Belastung

6 Modelldefinition und Anpassung

6.1 Definition des zu kalibrierenden Modells

Bisher wurde der Oberflächenabfluß nicht berücksichtigt. Die meisten Programme in Deutschland (u.a. SMUSI, KOSIM, HYSTEM, DYNA) verwenden die lineare Speicherkaskade zur Nachbildung dieses Prozesses. Einige wenige Programme (u.a. SWMM) ziehen eine nicht-lineare physikalische Modellierung (vgl. Kapitel 2) vor. Die Struktur der Gebietsoberfläche läßt sich kaum im Sinne von Strömungswegen rekonstruieren (hohe Komplexität). Bei off-line Anwendungen werden die Modellparameter meistens mit Hilfe grober Schätzwerte oder im besten Fall statistischer Regression ermittelt. Letzere verbindet die gesuchten Parametern mit mehr oder weniger willkürlich ausgewählten Gebietskenndaten (z.B. Fläche, Gefälle). Ihre Anwendung darf nicht außerhalb des Ausgleichsbereiches (meisten kleinere Gebiete < 1 ha) extrapoliert werden.

In Übereinstimmung mit den oben dargestellten Vereinfachungsprinzipien wurde entschieden, das Standardmodell zur Abflußkonzentration (die lineare Speicherkaskade) auf den Transport zu erweitern.

6.2 Aufbereitung der Bezugsdaten für die Kalibrierung

Im Idealfall sollten die Strömungsmodelle anhand von Meßdaten (Regendaten als Input, Zuflußwerte als Output) kalibriert werden. Hier liegt die Hauptschwierigkeit darin, daß Abflußbildung einerseits und Konzentration-Transport andererseits nicht auseinander gehalten werden können. Dies erschwert die Kalibrierung erheblich.

In der jetzigen Untersuchung werden Simulationsläufe mit dem Modell HYSTEM-EXTRAN (Standardparameter) verwendet, um Referenzdaten zu produzieren. Dadurch kann der schwierige Punkt „Kalibrierung der Abflußbildung“ außer Acht gelassen werden⁷, ohne die Aussage hinsichtlich der Validität der vereinfachten Strömungsmodellierung einzuschränken.

Wie in Kapitel 4 erwähnt, wurde das Realnetz an kritischen Stellen modifiziert, um die numerische Instabilität zu tilgen. Zudem wurde eine Netzvereinfachung durchgeführt, um Rechenzeit zu sparen. Die Vereinfachung des ursprünglichen Kanals sf_00.net besteht hauptsächlich darin, daß alle Rohrleitungen mit Durchmesser kleiner als 1400 mm entfernt wurden (Der entsprechende Teil des Kanaltransports wird als Oberflächenabfluß betrachtet). Ergebnis der Vereinfachung ist das Kanalnetz sf_1400.net (vgl. Tab. 3). Diese Vereinfachung ist so drastisch, daß eine nachträgliche Kalibrierung der Abflußkonzentration an manchen (großen) Kanalhaltungen erforderlich wurde, um die Ganglinien beider Simulationen in Übereinstimmung zu bringen. Dadurch wird die Rechenzeit um ca. 75% reduziert.

Fünf Modellregen wurden zur Erstellung der Bezugsdaten herangezogen (vgl. Tab. 7)

Bezeichnung	Dauer (min)	Häufigkeit (1/a)	Höhe (mm)
Regen A = t15n1.reg	15	1	13,2
Regen B = t60n1.reg	60	1	22,7
Regen C = t60n02.reg	60	0,2	33,0
Regen D = t120n1.reg	120	1	27,6
Regen E = t120n02.reg	120	0,2	38,6

Tab. 7: ausgewählte Modellregen, ermittelt auf der Grundlage einer statistischen Untersuchung der vom Deutschen Wetterdienst gelieferten Meßdaten in OBERSDORF zwischen 1961 und 1980

⁷ Er soll Gegenstand einer späteren Veröffentlichung werden.

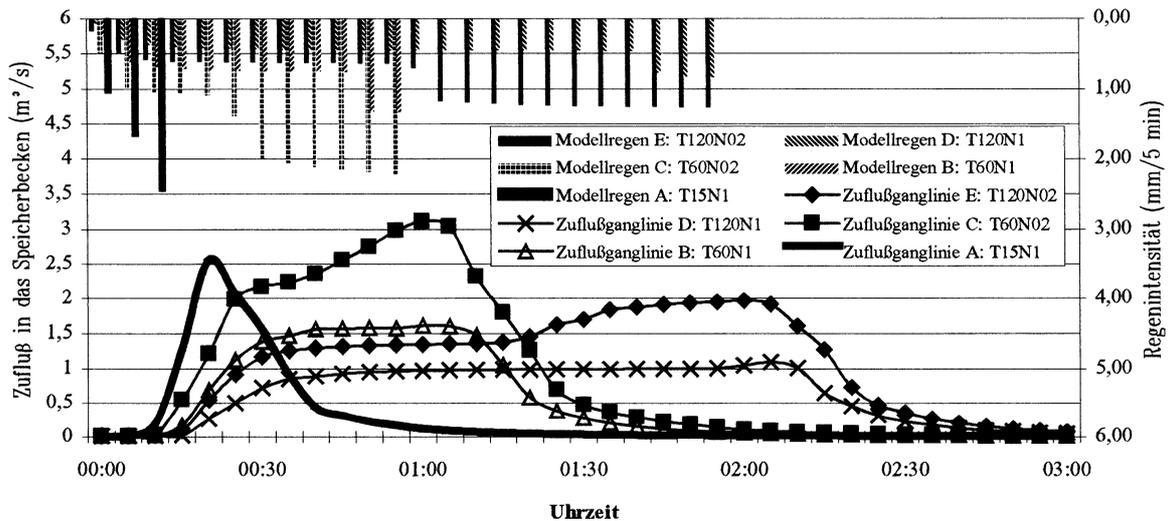


Abb. 9: Charakterisierung des Strömungsverhaltens des Teilgebiets RUEB1.NET mit Hilfe der hydrodynamischen Simulation (Programm HYSTEM-EXTRAN)

6.3 Analyse und Auswertung der Kalibrierdaten

Der Vergleich der berechneten Schwerpunktlaufzeiten (t_L) für alle Modellregen ermöglicht eine vorläufige Beurteilung der Annahme „Linearität“ (vgl. Tab. 8). Zudem zeigt der Vergleich mit Abb. 8, daß, zumindest für das Teilgebiet RÜB1, die Konzentrationszeit die Transportzeit übersteigt.

	Regen A	Regen B	Regen C	Regen D	Regen E	Mittelwert
RUEB1.NET	26,6	21,0	20,5	20,5	19,2	21,6
RUEB2.NET	23,5	21,7	22,0	20,8	20,2	21,6
S9001.NET	33,5	30,8	38,5	29,0	30,8	32,5
RUE4.NET	15,5	13,0	15,5	10,4	13,0	13,5
RUE5.NET	29,0	27,9	41,9	24,5	33,2	31,3
RUE6.NET	17,4	16,2	16,6	16,0	14,8	16,2
RUE7.NET	25,3	23,0	23,0	22,5	20,8	22,9

Tab. 8: Mittlere Transportdauer t_L (min) für jeden Rechenlauf (hydrodynamische Berechnung mit Kanaldatei sf_00.net)

Die optimalen Werte der Parameter n und k der Speicherkaskade wurden für jeden Simulationslauf ermittelt (vgl. Tab. 9). Beurteilungskriterium war die Summe der quadratischen Abweichungen der Zuflußwerte. Für jedes Teilgebiet unterliegen die Werte n_{opt} und k_{opt} großen Schwankungen, während die entsprechende Fließdauer ($t_L = n.k$) vergleichsweise stabil bleibt. Eine detaillierte Untersuchung der Zuflußwellen (siehe unten) zeigt, daß das hydrodynamische Modell eine Lag-Time zwischen dem Beginn des abflußwirksamen Regens (Modellinput) und dem Beginn des Abflusses

(Modelloutput) vorhersagt. Das hydrologische Modell kann dieses Phänomen einzig dadurch berücksichtigen, daß die Anzahl der Speicher (n_{opt}) erhöht wird. Je größer die relative Lag-Time, desto höher der Wert von n_{opt} : daher verkleinert sich n_{opt} , wenn die Regendauer wächst.

Teilgebiet	Regen A		Regen B		Regen C		Regen D		Regen E	
	n opt	k opt								
RUEB1.NET	8	2,796	5	4,57	3	8,148	4	6,05	3	8,833
RUEB2.NET	7	3,352	4	5,633	3	8,726	3	8,388	3	9,175
S9001.NET	3	11,549	3	10,698	2	19,733	3	10,715	2	20,467
RUE4.NET	6	2,716	3	6,988	3	7,707	2	12,951	2	12,765
RUE5.NET	7	3,582	3	8,606	2	15,481	3	9,685	2	17,038
RUE6.NET	8	2,32	4	4,752	3	7,404	3	7,134	3	7,663
RUE7.NET	5	5,276	3	8,245	3	9,451	3	9,413	2	15,616

Tab. 9: optimale Kombination der Parameterwerte n,k für jeden Simulationslauf

Die explizite Berücksichtigung einer Lag-Time vor Einsatz der Speicherkaskade könnte die Ergebnisse der vereinfachten Simulation deutlich verbessern. Jedoch wurde im Rahmen der Untersuchung dieser Schritt unterlassen. Folgende Parameterwerte wurden genommen: $n=3$, t_L = direkt ermittelte Schwerpunktlaufzeit (vgl. Tab. 8).

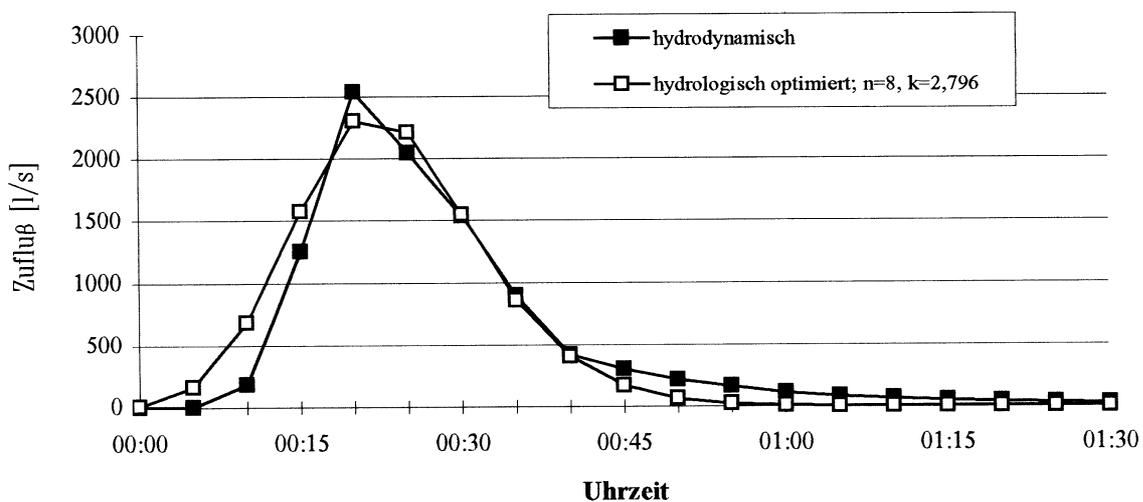


Abb. 10a: Kalibrierung des Abfluß-Konzentration-Transport-Bausteines für Teilgebiet RÜB1.NET und Regen A

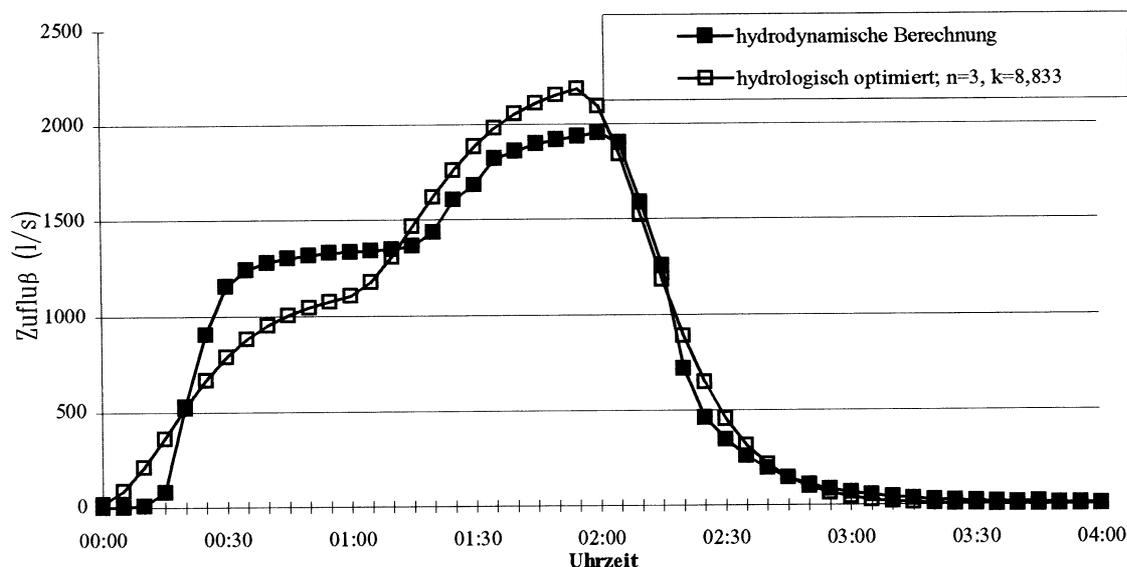


Abb. 10b: Kalibrierung des Abfluß-Konzentration-Transport-Bausteines für Teilgebiet RÜB1.NET und Regen E

7 Modellverifizierung

7.1 Auswahl der Naturereignisse

Die Modellbeurteilung erfolgt durch den Vergleich der Entlastungsganglinien. Damit ist eine zuverlässige Aussage zur Modellanwendung sowohl für on-line als auch für offline Anwendungen gewährleistet.

Für das Zeitintervall 1961-1980 wurden die jährlichen Niederschlagshöhen ermittelt (vgl. Tab. 10). Der Mittelwert beträgt 958,5 mm.

1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
942,7	758,2	884,1	932,7	1241,9	1227,8	834,1	1070,2	773,2	1118,9

1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
970,5	865,7	741,9	1179,5	1125,7	891,2	825,7	1008,9	907,2	869,2

Tab. 10: Jährliche Niederschlagshöhen im Zeitintervall 1961-1980 in OBERSDORF (mm)⁸

Jahr 1971 gilt als repräsentativ und wird für die weitere Untersuchung ausgewählt. Eine kontinuierliche Simulation mit dem vereinfachten hydrologischen Modell wurde durchgeführt. Demnach wurden 9 Entlastungsereignisse aufgelistet, wobei die Entlastungsstelle von RÜB1 als der Schwachpunkt des Netzes gilt (vgl. Tab. 11). (Diese Schlußfolgerung wird auch durch die Meßdaten bestätigt).

⁸ Meßdaten wurden nur während der Sommerzeit (April-September) aufgenommen.

	Beginn	Ende	Dauer (h)	max. Überlaufsr (m ³ /s)	Überlaufsmenge (m ³)
Regen 1	05.06.71 15:20	05.06.71 22:15	7	0,735	644,1
Regen 2	07.06.71 6:50	08.06.71 8:15	25	0,52	10111,8
Regen 3	10.06.71 22:00	11.06.71 5:15	7	0,243	924,9
Regen 4	19.06.71 3:00	20.06.71 8:55	30	0,16	439,5
Regen 5	28.07.71 14:40	28.07.71 23:55	9	1,431	7181,7
Regen 6	11.08.71 15:30	12.08.71 9:05	18	0,537	1882,8
Regen 7	22.08.71 10:35	22.08.71 19:50	9	1,087	1857,3
Regen 8	24.08.71 2:50	24.08.71 14:10	11	0,363	1274,4
Regen 9	26.08.71 18:30	27.08.71 6:00	11	0,032	33,3

Tab. 11: Auflistung der Entlastungsereignisse im Jahr 1971 in RÜB1 (kontinuierliche hydrologische Simulation)

Regen 2 bewirkt die größte Entlastungsmenge; Regen 5 die höchste maximale Entlastungsrate in RÜB1. Beide Naturereignisse wurden für den detaillierten hydrodynamischen Vergleich (Datei sf_1400.net) herangezogen.

		RÜB1	RÜB2	RÜ4	RÜ5	RÜ6	RÜ7
Regen 2	hydrodynamisch	13048,6	8255,3	0	0	0	0
	hydrologisch	10111,8	0	0	0	1661,7	0
Regen 5	hydrodynamisch	7824,4	6098,9	0	235,5	645,7	846,1
	hydrologisch	7181,7	2363,4	1194	591,9	1728	0

Tab. 12: Vergleich der berechneten Entlastungsmengen in m³

		RÜB1	RÜB2 ⁹	RÜ4	RÜ5	RÜ6	RÜ7
Regen 2	hydrodynamisch	0,151	0,194	0,594	0,516	0,174	1,000
	hydrologisch	0,150	0,801	0,480	0,538	0,070	0,391
Regen 5	hydrodynamisch	0,161	0,476	0,959	0,987	0,193	1,288
	hydrologisch	0,150	0,980	0,480	0,690	0,070	0,722
	Q _{abmax} (hydrologisch)	0,150	0,980	0,480	0,690	0,070	1,460

Tab. 13: maximale Abflußrate am Speicherauslaß (m³/s)

⁹ Der Speicher RÜB2 besitzt zwei Auslässe (vgl. schematische hydrologische Darstellung). Der Normalauslaß wird lokal gesteuert (Q_{abmax} = 150 l/s). Der Notauslaß, dessen Kenndaten in der Tabelle aufgeführt werden, mündet in den Hauptsammler.

Programmbezeichnung	Regen 2	Regen 5
HYSTEM-EXTRAN ($\Delta t=0,2s$)	13 h	5 h
HYDROSIM (hydrologisch)	die kontinuierliche Simulation von 1971 dauert 10 min	

Tab. 14: Rechenzeiten (Pentium 133MHz, 16Mbytes RAM)

Tab. 12 läßt für RÜB1 eine gute Übereinstimmung vermuten, was der Ganglinienvergleich bestätigt.

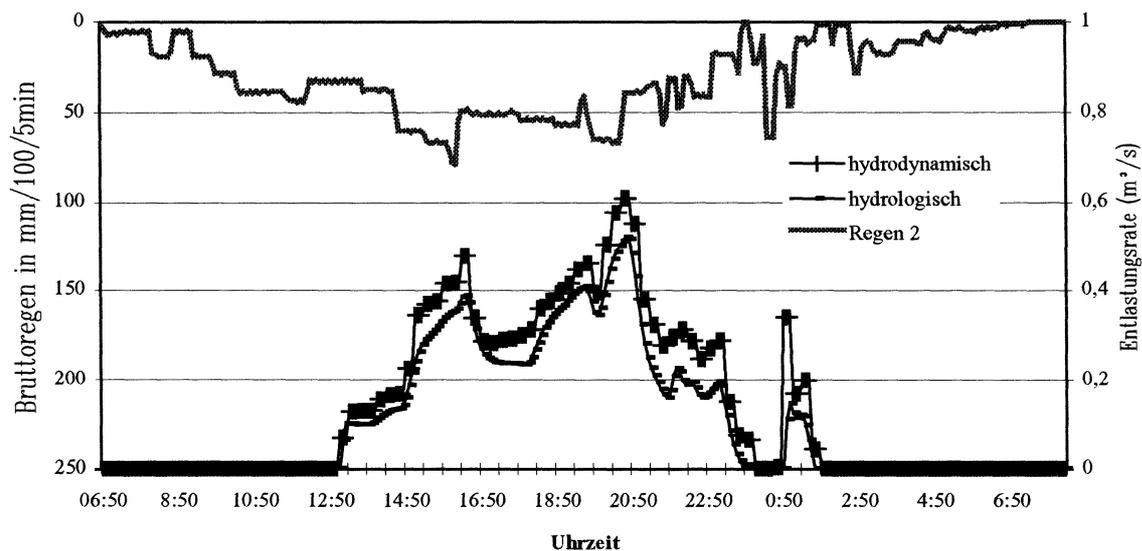


Abb. 11: Vergleich der Entlastungsganglinien in RÜB1 für Regen 2

Außer Gebiet RÜB1.NET werden z.T. erhebliche Abweichungen beobachtet (vgl. Tab. 12). Sie können kaum auf eine verfälschte Nachbildung der Strömungsvorgänge oberhalb der Entlastungsstelle zurückgeführt werden: Die lineare Kaskade zur Berechnung der Zuflußwelle an RÜB2 stimmt mit der hydrodynamischen Simulation genauso gut überein, wie im Fall von RÜB1.

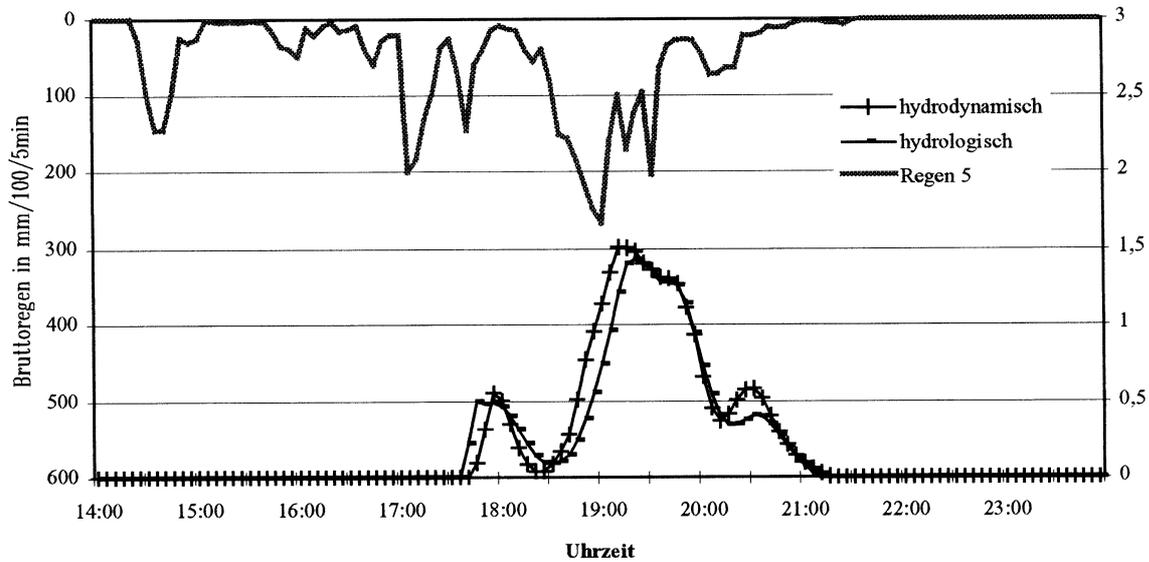


Abb. 12: : Vergleich der Entlastungsganglinien im RÜB1 für Regen 5

Tab. 13 weist auf die eigentliche Ursache der Abweichung hin: die Erfassung des hydraulischen Verhaltens der Speicherauslässe. Nach dem vereinfachten Modell beginnt die Speicherung, sobald der Zufluß (Q_{zu}) einen konstanten Drosselwert (Q_{abmax}) überschreitet.

⇒ Für lokal gesteuerte Speicher, wie RÜB1, entspricht diese Annahme weitgehend der Realität.

⇒ Für nicht-gesteuerte Speicheranlagen (statische Einrichtungen) gleicht der ideale (konstante) Drosselwert der minimalen Transportkapazität unmittelbar unterhalb des Speichers. Der reale Drosselwert aber paßt sich den lokal herrschenden Verhältnissen an, wobei die Abweichungen jeweils von der Netzkonfiguration abhängen. In SONTHOFEN wurden folgende Ursachen der Ungenauigkeit aufgelistet:

1. Die eigentliche Drosselstelle im Kanal wurde falsch lokalisiert.
2. Die Transportkapazität stellt keine richtige Abschätzung des Drosselwertes (Q_{abmax}) dar.
3. Die „Drosselstrecke“ ist nicht vollgefüllt ⇒ $Q_{abmax}(\text{hydrodynamisch}) < Q_{abmax}(\text{hydrologisch})$. Dies ist insbesondere der Fall bei RÜB2. Der zweite Auslaß des Speichers (Notauslaß in den AOI-Hauptsammler) springt erst an, wenn der Beckenwasserstand nahe der Entlastungsschwelle ist. Während der Entlastung sind die entsprechenden Rohrleitungen nur teilgefüllt.

Die Darstellung des Notauslasses in RÜB2 wurde dementsprechend modifiziert. Anstelle von $Q_{abmax} = 0,98 \text{ m}^3/\text{s}$ (minimale Transportkapazität der Kanalstrecke), wurde $Q_{abmax} = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$ gesetzt. Dieser Wert entspricht dem Normalabfluß in den teilgefüllten Rohren, wenn RÜB2 entlastet.

Folgende Bilder veranschaulichen die Auswirkung des Q_{abmax} -Wertes auf die Ergebnisse der Einzelsimulation. Tab.14 zeigt, wie sich der Q_{abmax} -Wert auf die Charakterisierung des Langzeitverhaltens von RÜB2 niederschlägt.

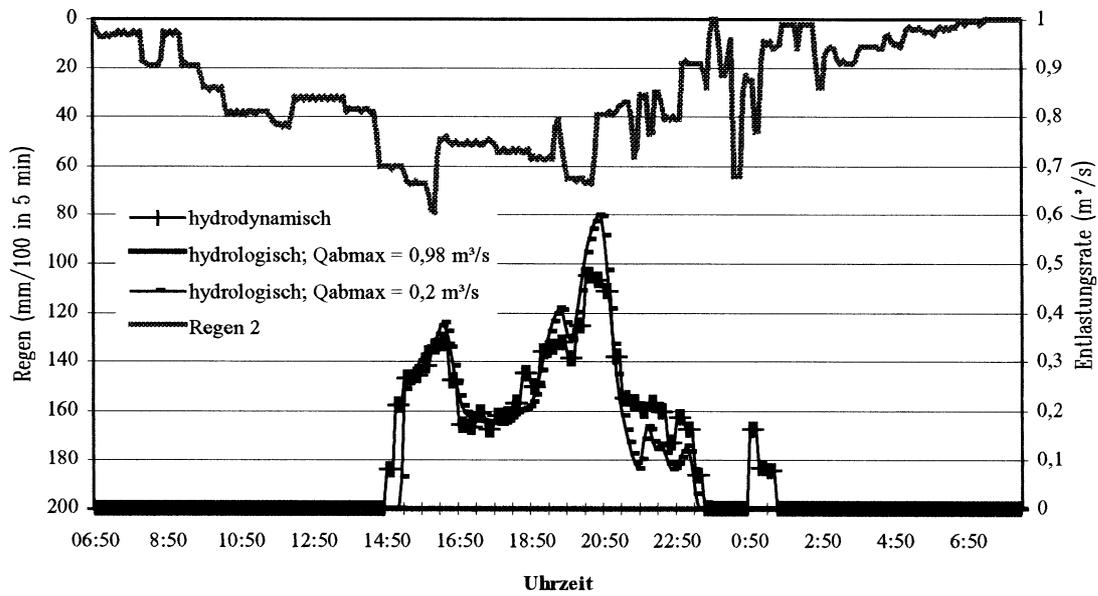


Abb. 13: Vergleich der Entlastungsganglinien an RÜB2 vor/nach Änderung des Q_{abmax} -Wertes, Regen 2

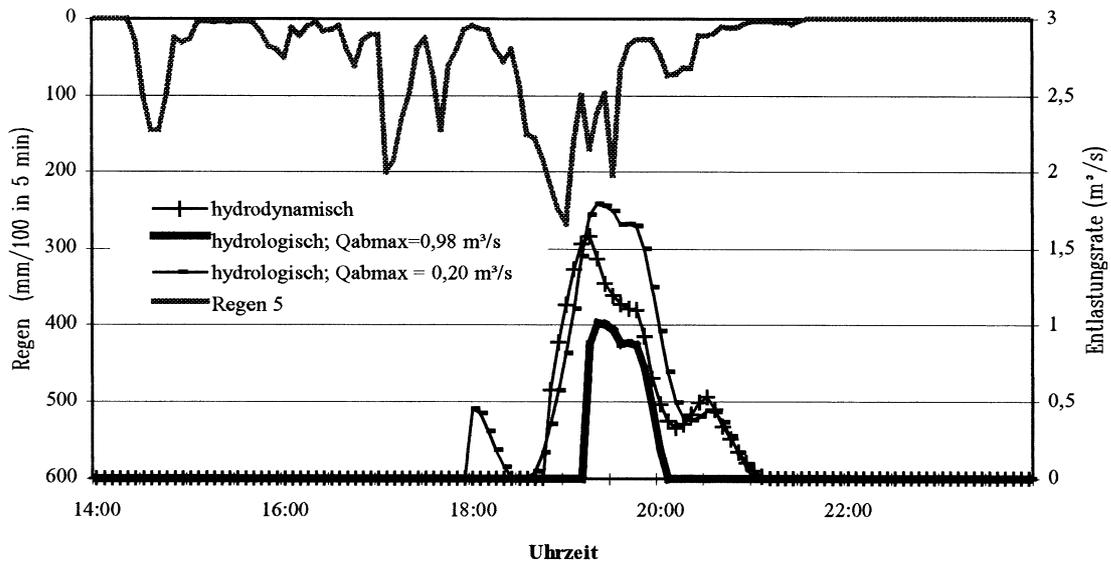


Abb. 14: Vergleich der Entlastungsganglinien an RÜB2 vor/nach Änderung des Q_{abmax} -Wertes, Regen 5

	hydrodynamisch	hydrologisch $Q_{abmax} = 0,98 \text{ m}^3/\text{s}$	hydrologisch $Q_{abmax} = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$
Regen 2	8255	0	7570
Regen 5	6099	2363	7723
Jahr 1971	-	2363	17823

Tab. 15: Entlastungsmenge von RÜB 2 in SONTHOFEN (m³)

8 **Schlußfolgerungen und weitere Entwicklungen**

Für beide Regenüberlaufbecken in SONTHOFEN (RÜB1, RÜB2) kann die vereinfachte Modellierung, nach Kalibrierung, durchaus realistische Ergebnisse liefern. Voraussetzungen sind, daß sowohl die aktivierte Speicherkapazität als auch das Transportverhalten richtig abgeschätzt sind.

Wenn das Verhalten des Speichers mit einbezogen werden soll, muß die Annahme der konstanten Drosselung (und der entsprechende Drosselwert) durch Meßdaten oder hydrodynamische Berechnungen belegt werden.

Solche Ergebnisse können auf Entwässerungssysteme übertragen werden, die eine ähnliche „Baumstruktur“ aufweisen. Eine weitere Prüfung ist für Netze anderer „Topologie“ notwendig, z.B. für „lineare“ Entwässerungsnetze (= eine einzige Rohrstecke). - Eine Untersuchung läuft z.Z. zur Anwendung solcher Modelle auf den AOI-Hauptsammler, wobei „der hydrodynamische Effekt“ ausgeprägter zu sein scheint. -

Die Forschung konzentriert sich auf folgende Bereiche:

- Formulierung von nicht-linearen Konzept-Modellen zur Beschreibung der Strömung und von entsprechenden Kalibrierungsalgorithmen

Neue Untersuchungen (z.B. vgl. EBERL, KHELIL, WILDERER, 1997) zeigen, daß nicht-lineare Konzeptmodelle noch besser als die linearen an die hydrodynamischen Ergebnisse angepaßt werden können. Ein zusätzlicher Vorteil liegt darin, daß sich der Gültigkeitsbereich solcher Modelle auf niedrige Belastungen erstreckt. Dies könnte z.B. die hydrologische Frachtberechnung verbessern, welche durch Ablagerungsvorgänge im Trockenwetter entscheidend beeinflußt wird. Ein wesentliches Hindernis zur Verbreitung von nicht-linearen Modellen liegt in der physikalischen Deutung der Modellparameter und demzufolge ihrer Abschätzung. Deshalb sind hier Kalibrierungsprogramme erforderlich, die auf der nicht-linearen mathematischen Optimierung aufbauen.

- Entwicklung/Anpassung von (numerisch stabilen) hydraulischen Modellen

Der eine Schwerpunkt beschäftigt sich mit der Netzbeschreibung, der andere mit der Modellformulierung. Es wird zum einen versucht, Programme für die automatische Behandlung der Kanaldaten mit dem Ziel zu entwickeln, daß die Netzbeschreibung den ausgewählten Modellbausteinen optimal entspricht. Es gilt z.B. die Frage zu beantworten, wie genau die Netzbeschreibung für die hydrodynamische Berechnung sein soll ?

Ein Hauptanliegen der Modellformulierung ist die Entwicklung von alternativen Rechenschemata zur Lösung der Differentialgleichungssysteme, insbesondere aber des SAINT-VENANT'schen Gleichungssystems.

- Automatische Kalibrierung der detaillierten hydrodynamischen Modellierung (am Beispiel HYSTEM-EXTRAN) aufgrund der Meßdaten mit einem regelbasierten System.

Veröffentlichungen sind z.Z. in Vorbereitung, die unsere Ergebnisse hinsichtlich der einzelnen genannten Punkte zusammenfassen sollen.

9 Literatur

ATV Arbeitsblatt A128, *Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen*, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik, 1992

ATV Arbeitsblatt A110, *Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen*, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik, 1988

BRANDT, JACOBI, DRECHSEL, ZAIß, *Dokumentation des Schmutzfachtsimulationsmodells SMUSI*, Version 3.1, Institut für Wasserbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Germany, 1990

EBERL H, KHELIL A, WILDERER P, *Construction of Simplified Descriptions of a Sewer System to Characterize its Hydraulic Behavior*, pp 1569-1574, 7th ICUDS, Hannover, Germany, 1996

EBERL H, KHELIL A, WILDERER P, Multiple Data Parameter Identification for non-linear Conceptual Models, accepted for publication in the conference WATERMATEX 1997, Quebec, Canada.

EPA, *Storm Water Management Model*, Final Report, 1971

FUCHS L, *Hydrologische Leistungsfähigkeit städtischer Kanalnetze*, Mitteilung des Institutes für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Germany, Heft 63, p 256, ISSN 0343-8090, 1987

KHELIL A., SEMKE M., *Quantifizierung der Unsicherheit bei der Abflußberechnung in städtischen Entwässerungssystemen*, DFG Forschungsbericht, Projektbezeichnung DFG SI 242/7-2, Institut für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Germany, 1991

KHELIL A., *Vergleich von Ansätzen zur Simulation von Abflußkonzentration und Transport in Entwässerungskanälen*, Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz Nr. 6, pp 23-53, Hrsg: Prof. Dr.-Ing. F. Sieker, Hannover, Germany, 1993

MAKSIMOVIC M., RADOJKOVIC, *Urban Drainage Catchments, Selected Worldwide Rainfall-Runoff Data from experimental Catchments*, Pergamon Press, 1986

PAULSEN O, *Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Strofffrachten in der Trennentwässerung*, Mitteilung des Institutes für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Germany, Heft 62, p 244, ISSN 0343-8090, 1987