

# Potenziale von Regenwasserversickerung, Speicherung, Urinseparation und Pumpwerkssteuerung für den Gewässerschutz

Dynamische Langzeitsimulation von Kanalnetz und Kläranlage  
und multikriterielle Ergebnisanalyse

vorgelegt von  
Dipl.-Ing. Christian Peters



Potentials of Stormwater Infiltration,  
Storage, Urine Separation  
and Real Time Control  
to Minimize River Impacts

Dynamic Long Time Simulation  
of Sewer Network and  
Waste Water Treatment Plant  
and Multi-Criteria Analysis

von der Fakultät III – Prozesswissenschaften  
der Technischen Universität Berlin  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor der Ingenieurwissenschaften – Dr.-Ing.  
genehmigte Dissertation

Promotionsausschuss:  
Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Sven-Uwe Geißen  
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Martin Jekel  
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Hinkelmann  
Gutachter: Dr.-Ing. Heiko Sieker

Tag der wissenschaftlichen Aussprache: 27. April 2007

Berlin 2007



## Danksagung

Herrn Prof. Dr. Martin Jekel danke ich für das mir entgegengebrachte Vertrauen und die hervorragenden Arbeitsbedingungen. Herrn Prof. Dr. Reinhard Hinkelmann danke ich für die Übernahme des Koreferates und das intensive Auseinandersetzen mit der vorliegenden Arbeit. Herrn Dr. Heiko Sieker danke ich für die mir entgegengebrachte Unterstützung und den intensiven fachlichen Austausch sowie für die Übernahme des Koreferates. Herrn Prof. Dr. Sven-Uwe Geißen danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Meinen Kollegen Ralf Mühleck, Christian Remy und Alexander Ruhland danke ich für die Unterstützung und den fachlichen Austausch sowie allen anderen Kollegen für die gute Atmosphäre am Institut, stellvertretend seien hier Romy Becker, Angelika Kersten Dirk Blöm, Benno Baumgarten, Carola Jacob und Stefan Weiß genannt. Meiner Diplomandin Anna Patz danke ich für ihren Einsatz und meiner studentischen Hilfskraft Evelin Baumer danke ich für ihre Zuverlässigkeit und die stets engagierte Mitarbeit. Karin von Nordheim danke ich für Hilfe bei Verwaltungsangelegenheiten, Hannelore Meingast danke ich für die Unterstützung beim Druck der Arbeit.

Der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) danke ich für die Förderung des WSM300-Projektes, auf dem die vorliegende Arbeit aufbaut. Für die gute Zusammenarbeit im Rahmen des Projektes danke ich Stephan Bandermann, Ulrike Zweynert, Frauke Jakobs, Kai Schröter, Enrico Thiel, Armin Leichtfuß und allen anderen Projektpartnern.

Ich danke allen Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung, die das Projekt und die vorliegende Arbeit unterstützt haben, insbesondere Herrn Matthias Rehfeld-Klein und Herrn Jörn Welsch.

Ich danke allen Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen der Berliner Wasserbetriebe und des „KompetenzZentrum Wasser Berlin“, die das Projekt und die vorliegende Arbeit unterstützt haben. Insbesondere danke ich Herrn Steffen Keller für den intensiven Austausch und dafür, dass er für mich stets als Ansprechpartner zur Verfügung stand, Herrn Kai Schroeder für seine Unterstützung und den fachlichen Austausch sowie Frau Erika Pawlowsky-Reusing, Herrn Klaus Buchholz, Herrn Kay Joswig, Frau Katrin Lemm, Frau Dr. Carin Sieker, Frau Karola Oswald, Herrn Dr. Johannes Broll, Frau Barbara Vondersahl, Herrn Karsten Schwieger und Herrn Bierwirt.

Meiner Cousine Stefanie Lutz danke ich für das Korrekturlesen der englischen Zusammenfassung. Meinem Bruder Björn danke ich für unterstützende Worte. Mein besonderer Dank – auch für das Korrekturlesen – gilt meinen Eltern Horst und Erika Peters, die mich bei meinem bisherigen Werdegang stets unterstützten.

## Abstract

**Keywords:** Integrated modelling, long time simulation, decision support, multi-criteria analysis, stormwater infiltration, urine separation, real time control, wastewater temperature, pressure pipes

In order to find sustainable and effective solutions for the problems of a river basin, it is essential not to decide on one approach at the beginning, but to investigate a number of different approaches. Therefore one should firstly get an overview on the objectives and problems of the catchment, then develop different scenarios to improve the situation, quantify their effects and finally evaluate them. An appropriate methodology is developed and applied for the catchment of the river Panke (Berlin, Germany).

River Panke suffers from hydraulic peak loads and pollutant loads from separate sewers and combined sewer overflows (CSOs). Stormwater, that unintendedly enters the separate systems' wastewater sewers (e. g. due to incorrect connections), leads to emergency overflows. Pumping the wastewater through long pressure pipes causes extreme pollutant peak loads to the wastewater treatment plant (WWTP) during stormwater events.

In order to improve the situation an integrated simulation study is carried out, assessing the potentials of real time control (RTC), stormwater infiltration, storage of unintended stormwater from wastewater sewers and urine separation. The model system includes sewers (2 combined systems and wastewater sewers of 5 separate systems), pumping stations (7), pressure pipes and the WWTP. Based on the objectives and problems criteria for the assessment are derived. The multi-criteria analysis method "impact analysis" is developed from "utility analysis" and applied.

Because rainfall is subject to high temporal variations, dynamic long-time simulations are carried out (30 years, 5 min time step). In order to depict the described problems the following model components are developed: method for modelling unintended stormwater in wastewater sewers; method for modelling wastewater temperature during stormwater events (effect on nitrification); model component for pressure pipes (peak loads on WWTP). Comparative simulations prove the necessity of the model developments and the advantages of long time simulations. Detailed biochemical WWTP modelling also proved to be necessary. A central scenario management tool is developed, that administers directories, model files and model parameters and automatically runs simulations, data conversions and data aggregation.

Stormwater infiltration has the highest potential to reduce river impacts (up to 24%), even though the combined systems can provide only a limited area for infiltration (so that maximal 24% of the impervious area can be disconnected from the sewer) and even though separate systems (only wastewater sewer depicted) account for most of the catchment area. Taking into account those limitations for infiltration, urine separation has a similar potential. It causes the strongest benefits at the WWTP. However, infiltration is much more effective: Disconnecting a certain percentage of the impervious area from the combined sewer reduces the river impacts 4.6 times as much as separating the urine of the same percentage of inhabitants. Storage tanks in separate systems (for unintended stormwater from wastewater sewers) have only minor influence on the WWTP. However, large volumes are required in order to reduce emergency overflows to the same amount that can be achieved by disconnecting wrongly connected areas and infiltrating the stormwater. Moreover, disconnection leads to significant benefits at the WWTP. RTC strategies, that do not only aim for optimal storage usage, but also switch between different conveying paths, can lead to a significant reduction of river impacts (up to 8%; comparable to disconnecting 12% of the impervious area in the combined systems).

## Zusammenfassung

**Schlagwörter:** Integrierte Modellierung, Langzeitsimulation, Entscheidungsunterstützung, Multikriterielle Bewertungsverfahren, Abkopplung, Regenwasserversickerung, Urinseparation, Echtzeitsteuerung, Abwassertemperatur, Druckrohrleitungen, regenbürtiges Fremdwasser

Um nachhaltige und effiziente Lösungen für die Probleme eines Flusseinzugsgebietes zu finden, ist es wichtig, sich nicht bereits zu Beginn einer Planung auf eine Maßnahme festzulegen. Stattdessen sollte man sich zunächst ein möglichst vollständiges Bild über die Ziele und Probleme im Einzugsgebiet machen, dann mehrere unterschiedliche Szenarien zur Verbesserung der Situation entwickeln, deren Wirkungen quantifizieren und im Hinblick auf die Ziele bewerten. Eine entsprechende Systematik wird entwickelt und für das Einzugsgebiet der Panke (Berlin) angewendet.

Die Panke leidet unter hydraulischen Spitzenbelastungen und stofflichen Belastungen aus der Misch- und Trennkanalisation. Im Schmutzwasserkanal der Trenngebiete gibt es Probleme mit regenbürtigem Fremdwasser (z. B. durch Fehlanschlüsse), das u. a. zu Notauslässen führt. Das Abwasser des Einzugsgebietes wird über Druckrohrleitungen zur Kläranlage gepumpt, die deswegen bei Mischwasserförderung durch erhebliche Frachtstöße belastet wird.

Zur Verbesserung der Situation werden die Szenarien Speicherbau im Trennsystem (für regenbürtiges Fremdwasser), Abkopplung versiegelter Flächen vom Kanal und Versickerung des Regenwassers, Urinseparation und globale Echtzeitsteuerung der Pumpwerke betrachtet. Um die Auswirkungen zu quantifizieren, wird ein integriertes Modellsystem bestehend aus Kanalnetz (Mischsystem und Schmutzwasserkanal des Trennsystems), Pumpwerken (7), Druckrohrleitungen und Kläranlage aufgestellt. Aus den Zielen und Problemen werden Kriterien zum Vergleich der Szenarien abgeleitet. Das multikriterielle Bewertungsverfahren der Belastungsanalyse wird aus der Nutzwertanalyse entwickelt und angewendet.

Aufgrund der hohen zeitlichen Variabilität des Niederschlages wird eine zeitlich hoch aufgelöste (5 min) dynamische Langzeitsimulation durchgeführt. Zur Abbildung der beschriebenen Problematik sind folgende Modellentwicklungen erforderlich: Verfahren zur detaillierten Modellierung des (regenbürtigen) Fremdwassers, Verfahren zur Modellierung der Abwassertemperatur bei Mischwasserzufluss zur Kläranlage (Einfluss auf die Nitrifikation), Modellbaustein für Druckrohrleitungen (Frachtstoß). Vergleichsrechnungen bestätigen die Wahl der Langzeitsimulation und die Notwendigkeit der entwickelten Modellkomponenten. Ebenso stellt sich eine detaillierte, biochemische Kläranlagenmodellierung als notwendig heraus. Zur Simulation der Szenarien wird eine zentrale Szenarienverwaltung entwickelt, die Verzeichnisse, Modelldateien und Modellparameter verwaltet sowie Simulationen, Datenimporte und -exporte und die Datenaggregation automatisiert ausführt.

Die Abkopplung hat das größte Potenzial zur Verringerung der Gewässerbelastung, die um bis zu 24 % gesenkt wird, obwohl aufgrund begrenzter Versickerungsflächen im Mischsystem nur 24 % der versiegelten Flächen abgekoppelt werden und obwohl Trennsysteme (nur Schmutzwasserkanal modelliert) den größten Teil des Einzugsgebietes ausmachen. Urinseparation bei allen Einwohnern des Einzugsgebietes hat ein ähnlich großes Potenzial und führt zur stärksten Entlastung der Kläranlage. Die Abkopplung ist jedoch deutlich effektiver: Die Abkopplung eines gewissen Anteils der versiegelten Fläche im Mischsystem hat 4,6-mal so starke positive Auswirkungen als Urinseparation bei dem gleichen Anteil der Einwohner. Speicher im Trennsystem (für regenbürtiges Fremdwasser) führen zwar zu keiner signifikanten Mehrbelastung der Kläranlage, benötigen jedoch große Volumina, um die gleiche Reduktion der Notauslässe zu erzielen wie eine Abkopplung fehlangeschlossener Flächen. Die Abkopplung führt darüber hinaus zu einer deutlichen Entlastung der Kläranlage. Steuerungsszenarien, die nicht nur die Speicherauslastung optimieren, sondern auch eine Steuerung der Förderwege beinhalten, können zu einer deutlichen Gewässerentlastung (bis zu 8 %) führen, die mit der Abkopplung von etwa 12 % der versiegelten Fläche im Mischsystem vergleichbar ist.

## **Inhalt**

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>16</b>
<b>2</b>	<b>Stand der Wissenschaft und Forschungsbedarf</b>	<b>19</b>
2.1	Modellierung der Teilsysteme	19
2.2	Integrierte Modellierung	22
2.3	Bedeutung der Langzeitsimulation	28
2.4	Forschungsbedarf und Besonderheiten der vorliegenden Arbeit	32
<b>3</b>	<b>Vorgehensweise</b>	<b>37</b>
<b>4</b>	<b>Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen</b>	<b>39</b>
4.1	Beschreibung des Einzugsgebietes und der Probleme	39
4.2	Umfang der Untersuchungen	42
4.3	Definition des Betrachtungsraumes	45
<b>5</b>	<b>Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien</b>	<b>50</b>
5.1	Kriterien zum Vergleich der Szenarien	50
5.1.1	Allgemeine Vorgehensweise	50
5.1.2	Kriterien der vorliegenden Arbeit	51
5.1.3	Kriterien für Spitzenbelastungen	54
5.2	Verfahren zum Vergleich der Szenarien	56
5.2.1	Nutzwertanalyse	57
5.2.2	Belastungsanalyse für den konkreten Anwendungsfall	65
5.2.3	Sensitivitätsanalysen	68

<b>6</b>	<b>Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes .....</b>	<b>71</b>
6.1	Datengrundlage .....	71
6.2	Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell .....	75
6.2.1	Schmutzwasserkanal der Trenngebiete .....	75
6.2.1.1	Modellierung des Fremdwassers .....	75
6.2.1.2	Datenaufbereitung und Modellerstellung .....	82
6.2.1.3	Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells.....	87
6.2.2	Mischgebiete.....	89
6.2.2.1	Datenaufbereitung und Modellerstellung .....	89
6.2.2.2	Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells.....	94
6.3	Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke.....	99
6.3.1	Modellbaustein für die Druckrohrleitungen.....	99
6.3.2	Datenaufbereitung und Modellerstellung.....	101
6.3.3	Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells .....	105
6.4	Kläranlage .....	112
6.4.1	Beschreibung der Kläranlage Schönerlinde .....	112
6.4.2	Beschreibung des Modells .....	112
6.4.3	Modellierung der P-Ablaufkonzentrationen .....	120
6.4.4	Vorgehensweise bei der Kalibrierung.....	121
6.4.5	Rechenergebnisse des kalibrierten Modells.....	123
6.5	Modellierung der Abwassertemperatur .....	131
6.6	Praktische und technische Aspekte bei der Durchführung der Modellierung.....	135
6.6.1	Modellverknüpfung .....	135
6.6.2	Datenimport in SIMBA.....	135
6.6.3	Generierung des Anfangszustandes der Kläranlage .....	135
6.6.4	Datenaufzeichnung in SIMBA .....	136
6.6.5	SIMBA-Zeitformat.....	137
6.6.6	Visualisierung der Ergebnisse und Datenexport aus SIMBA ....	137
6.6.7	Datenaggregation .....	138
6.6.8	Verzeichnisstruktur.....	138
6.6.9	Parametrierung der Simulink-Modelle.....	139
6.6.10	Zentrale Szenarienverwaltung und automatisierte Modellausführung .....	140
6.6.11	Verbesserung der Modellverknüpfung.....	142

<b>7</b>	<b>Beschreibung der Szenarien .....</b>	<b>143</b>
7.1	Ist-Zustand .....	143
7.2	Speicher im Trennsystem.....	143
7.3	Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehllanschlüssen im Trennsystem.....	144
7.3.1	Einführung .....	144
7.3.2	Szenarienbeschreibung und Namensgebung.....	147
7.3.3	Umsetzung im Modell .....	151
7.4	Urinseparation .....	154
7.4.1	Einführung .....	154
7.4.2	Szenarienbeschreibung.....	157
7.4.3	Namensgebung der Szenarien.....	158
7.4.4	Umsetzung im Modell .....	158
7.5	Echtzeitsteuerung der Pumpwerke .....	160
7.5.1	Einführung .....	160
7.5.2	Szenarien zur Optimierung der Speicherauslastung (Speicherauslastungsszenarien) .....	161
7.5.2.1	Systemressourcen: Speichervolumina und Förderleistungen .....	161
7.5.2.2	Optimierungspotenzial – fiktives Zentralspeicherszenario ..	161
7.5.2.3	Beschreibung der Steuerungsalgorithmen .....	161
7.5.2.4	Namensgebung der Szenarien.....	170
7.5.2.5	Umsetzung im Modell.....	170
7.5.2.6	Ganglinien eines Starkregenereignisses.....	170
7.5.3	Szenarien zur Verminderung des Frachtstoßeffektes (Überholspurszenarien).....	173
7.5.3.1	Systemressourcen: ungenutzte Rohrleitungen.....	173
7.5.3.2	Optimierungspotenzial: Rechnung ohne Druckrohrleitungen .....	173
7.5.3.3	Beschreibung des Steuerungsalgorithmus.....	173
7.5.3.4	Erhöhung des maximalen Kläranlagenzulaufs .....	175
7.5.3.5	Namensgebung der Szenarien.....	175
7.5.3.6	Umsetzung im Modell.....	175
7.5.3.7	Ganglinien eines Starkregenereignisses.....	176
7.5.4	Kombination von Speicherauslastungsszenarien und Überholspurszenarien .....	179
7.6	Überblick.....	179

<b>8</b>	<b>Ergebnisse .....</b>	<b>181</b>
8.1	Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien .....	181
8.1.1	Darstellungsform der Ergebnisse .....	181
8.1.2	Speicher im Trennsystem .....	182
8.1.3	Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehlanschlüssen im Trennsystem .....	185
8.1.4	Urinseparation .....	189
8.1.5	Echtzeitsteuerung der Pumpwerke .....	195
8.1.5.1	Szenarien zur Optimierung der Speicherauslastung .....	195
8.1.5.2	Szenarien zur Verminderung des Frachtstoßeffektes (Überholspurszenarien) .....	203
8.1.5.3	Kombination der beiden Strategien .....	207
8.2	Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien .....	209
8.2.1	Vergleich der Szenarien .....	209
8.2.2	Sensitivitätsanalysen .....	217
8.2.3	Kombinierte Szenarien .....	225
8.3	Einfluss von Druckrohrleitungen, Abwassertemperatur und Simulationszeitraum .....	227
8.3.1	Einfluss der Druckrohrleitungen .....	227
8.3.2	Einfluss der Modellierung der Abwassertemperatur .....	229
8.3.3	Einfluss des Simulationszeitraums .....	230
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung, Fazit und Ausblick .....</b>	<b>233</b>
9.1	Herangehensweise und Durchführung .....	233
9.2	Ergebnisse und Fazit .....	239
9.2.1	Ergebnisse der Szenarien .....	240
9.2.2	Aspekte der Modellierung und Auswertung .....	242
9.3	Ausblick .....	244
9.3.1	Betrachtete Fallstudie .....	245
9.3.2	Aspekte der Modellierung und Softwareentwicklungen .....	246
<b>10</b>	<b>Verzeichnisse .....</b>	<b>248</b>
10.1	Abbildungen .....	248
10.2	Tabellen .....	252
10.3	Literatur .....	254
<b>11</b>	<b>Anhang .....</b>	<b>262</b>

## Abkürzungsverzeichnis

### Kurzzeichen

Kurzzeichen	Einheit	Erklärung
$A_E$	$m^2, ha, km^2$	Fläche des gesamten Einzugsgebietes (ATV M 165 2004)
$A_{E,k}$	$m^2, ha, km^2$	Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes (ATV M 165 2004)
$A_{E,b}$	$m^2, ha, km^2$	Befestigte Fläche im Einzugsgebiet (ATV M 165 2004), auch als $A_{red}$ bezeichnet (ATV A 128 1992)
$A_{E,nb}$	$m^2, ha, km^2$	Nicht befestigte Fläche im Einzugsgebiet (ATV M 165 2004)
$A_u$	$m^2, ha, km^2$	„Anwendungsbezogener Rechenwert zur Quantifizierung des Anteils einer Einzugsgebietsfläche, von dem der Regenabfluss nach Abzug der Benetzung und Muldenfüllung vollständig zum Abfluss in ein Entwässerungssystem gelangt“ (ATV-DVWK A 198 2003).
AFS		Abfiltrierbare Stoffe, identisch zu TS
anorgN		Anorganischer Stickstoff, Messung der Masse als N
$BSB_5$	Konzentration: $mg/l, g/m^3$	Biologischer Sauerstoffbedarf in 5 Tagen
CSB		Chemischer Sauerstoffbedarf
$CSB_{Ab}$	Fracht: $kg/a, t/a,$ $g/h, kg/h$	CSB im Ablauf der Kläranlage
$CSB_{gel}$		Gelöster CSB
$CSB_{ges}$		Gesamter CSB $CSB_{ges} = CSB_{gel} + CSB_{part}$
$CSB_{part}$		Partikulärer CSB
$C_{grenz}$	$mg/l, g/m^3$	Konzentration unterhalb der bei den Überholspurszenarien in die Mischwasserleitung gefördert wird
EZ	E	Einwohnerzahl
EGW	E	Einwohnergleichwerte
$fQ_M$	-	Faktor zur Erhöhung von $Q_M$ ; $Q_M = fQ_M \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ; $fQ_M \geq 2$
$fQ_{M,E}$	-	Faktor zur Reduktion von $Q_M$ bei Entleerung der Speicher $Q_M = fQ_{M,E} \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ; $fQ_{M,E} \leq 2$
$fQ_{max}$	-	Faktor zur Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke
FWA	%	Fremdwasseranteil (siehe Kapitel 6.2.1.1)
FWZ	%	Fremdwasserzuschlag (siehe Kapitel 6.2.1.1)
GV	% (Masse)	Glühverlust
h	m	Höhe
$h_{vp}$	mm	Potenzielle Verdunstung (Wasserdargebot ist kein begrenzender Faktor) (ATV-DVWK M 165 2004)
$h_{va}$	mm	Aktuelle Verdunstung (Verdunstung beim tatsächlich vorhandenen Wasservorrat, $h_{va} \leq h_{vp}$ ) (ATV-DVWK M 165 2004)

## Abkürzungsverzeichnis

Kurzzeichen	Einheit	Erklärung
$h_B$	mm	Höhe des Benetzungsverlustes (ATV-DVWK M 165 2004)
$h_M$	mm	Höhe des Muldenverlustes (ATV-DVWK M 165 2004)
$h_N$	mm	Niederschlagshöhe (ATV-DVWK M 165 2004)
$h_S$	mm	Versickerungshöhe (ATV-DVWK M 165 2004)
$h_W$	mm	Höhe des abflusswirksamen (effektiven) Niederschlages (ATV-DVWK M 165 2004)
$I_G$	%	Mittlere Geländeneigung (ATV M 165 2004)
$i_N$	mm/min,	Niederschlagsintensität (ATV M 165 2004)
$i_{N,d,MW}$	mm/h,	Niederschlagsintensität, Tagesmittelwert, Messwert
$i_{N,pM,MW}$	mm/d, mm/a	Niederschlagsintensität, Mittelwert über die den betrachteten Zeitraum, Messwert
$k_f$	m/s	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Bodenzone (ATV-DVWK A 138 2002)
mTS		Mineralischer TS
N		Stickstoff
$N_{ges}$		Gesamter Stickstoff, Messung der Masse als N $N_{ges} = \text{orgN} + \text{NH}_4\text{-N} + \text{NO}_2\text{-N} + \text{NO}_3\text{-N} = \text{TKN} + \text{NO}_2\text{-N} + \text{NO}_3\text{-N}$
$\text{NH}_4\text{-N}$		Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ), Messung der Masse als N (nicht als $\text{NH}_4^+$ )
$\text{NO}_3\text{-N}$		Nitrat ( $\text{NO}_3^-$ ), Messung der Masse als N (nicht als $\text{NH}_4^+$ )
$\text{o-PO}_4\text{-P}$		Ortho-Phosphat, Messung der Masse als P
orgN	Fracht:	Organischer Stickstoff, Messung der Masse als N
$\text{orgN}_{part}$	kg/a, t/a, g/h, kg/h	Partikulärer organischer Stickstoff, Messung der Masse als N
oTS		Organischer TS
P		Phosphor
$P_{ges}, P_{ges-P}$		Gesamter Phosphor, Messung der Masse als P
$\text{PO}_4\text{-P}$		Phosphat, Messung der Masse als P
$P_{part}$		Partikulärer Phosphor, Messung der Masse als P
$\Psi$	-	Abflussbeiwert (ATV M 165 2004); $\Psi = \text{Abflussspende} / \text{Regenspende}$
$\Psi_0$	-	Anfangsabflussbeiwert (Beginn der Muldenauffüllphase)
$\Psi_e$	-	Endabflussbeiwert (Ende der Muldenauffüllphase). Wenn sich die Berechnung des Abflusses auf $A_u$ bezieht: 1 Bei Bezug auf $A_{E,b}$ : Verhältnis von abflusswirksamer ( $A_u$ ) zu befestigter Fläche ( $A_{E,b}$ ).
Q	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Volumenstrom, Durchfluss, Zufluss, Abfluss
$Q_{Ab}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Ablauf
$Q_{Dr}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Drosselabfluss (ATV-DVWK A 198 2003)
$Q_F$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Fremdwasserabfluss (ATV-DVWK A 198 2003)

Kurzzeichen	Einheit	Erklärung
$Q_{F,T}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Fremdwasserabfluss, Trockenwetter (Peters & König 2001)
$Q_{F,R}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Fremdwasserabfluss, Regenwasser (Peters & König 2001) identisch zu $Q_{R,Tr}$
$Q_{ges,d}$ $Q_{ges,d,Mo}$ $Q_{ges,d,MW}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Gesamtabfluss, Tagesmittelwert, optional zur Unterscheidung: Mo: modellierter Wert, MW: Messwert
$Q_{ges,pM}$ $Q_{ges,pM,Mo}$ $Q_{ges,pM,MW}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Gesamtabfluss, Mittelwert über die den betrachteten Zeitraum, optional zur Unterscheidung: Mo: modellierter Wert, MW: Messwert
$Q_M$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Mischwasserzufluss zur Kläranlage (ATV-DVWK A 198 2003)
$Q_{R,Tr}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Unvermeidbarer Regenabfluss im Schmutzwasserkanal von Trenngebieten (ATV-DVWK A 198 2003), identisch zu $Q_{F,R}$
$Q_{R,Tr,pM,Mo}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Regenabfluss im Schmutzwasserkanal, Mittelwert über die den betrachteten Zeitraum, modellierter Wert
$Q_{RS}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Rücklaufschlammstrom einer Kläranlage (ATV-DVWK A 131 2000)
$Q_{RZ}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Interner Rezirkulationsvolumenstrom einer Kläranlage mit vorgeschalteter Denitrifikation (ATV-DVWK A 131 2000)
$Q_S$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Schmutzwasserabfluss (ATV-DVWK A 198 2003)
$Q_T$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterabfluss (ATV-DVWK A 198 2003)
$Q_{T,d}$ $Q_{T,d,Mo}$ $Q_{T,d,MW}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterabfluss, Tagesmittelwert (ATV-DVWK A 198 2003), optional zur Unterscheidung: Mo: modellierter Wert, MW: Messwert
$Q_{T,d,aM}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Täglicher Trockenwetterabfluss, Jahresmittelwert (ATV-DVWK A 198 2003)
$Q_{T,d,aM,16}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterspitze, $Q_{T,d,am,16} = Q_{T,d,aM} \cdot 24/16$
$Q_{T,d,min,Mo}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterabfluss, Tagesmittelwert, Minimum des Jahresganges, modellierter Wert
$Q_{T,d,max,Mo}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterabfluss, Tagesmittelwert, Maximum des Jahresganges, modellierter Wert
$Q_{T,pM,Mo}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Trockenwetterabfluss, Mittelwert über die den betrachteten Zeitraum, modellierter Wert
$Q_{ÜS}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Überschussschlammvolumenstrom einer Kläranlage (ATV-DVWK A 131 2000)
$Q_{Zu}$	l/s; m <sup>3</sup> /d; m <sup>3</sup> /a	Zulauf
r	l/(s·ha)	Regenspende (ATV-DVWK M 165 2004)
R	l/s	Regenspende

## Abkürzungsverzeichnis

Kurzzeichen	Einheit	Erklärung
$S_I$	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	Biologisch inerte gelöster CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_{ND}$		Biologisch abbaubarer gelöster organischer Stickstoff, Messung der Masse als N, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_{NH}$	Fracht: kg/a, t/a, g/h, kg/h	Ammonium, Messung der Masse als N, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_{NO}$		Nitrat, Messung der Masse als N, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_S$	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	Leicht abbaubarer gelöster CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_O$		Sauerstoff, Stoffbezeichnung des ASM1
$S_{ALK}$	ml/(g TS)	Alkalinität, Stoffbezeichnung des ASM1
SVI		Schlammvolumenindex
TKN	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	Kjeldahl-Stickstoff, Messung der Masse als N TKN = orgN + NH <sub>4</sub> -N
TS		Trockensubstanzgehalt, Filtrerrückstand bei 0,45 µm, Trocknung bei 105 °C
$TS_{Ab}$	Fracht: kg/a, t/a, g/h, kg/h	TS im Ablauf der Kläranlage
$TS_{BB}$		TS im Belebungsbecken
$TS_{ÜS}$	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	TS im Überschussschlamm
TSS		„Total Suspended Solids“ identisch zu TS
V	m <sup>3</sup>	Volumen
$w_{F,T,d}$	l/(E·d)	Einwohnerspezifischer täglicher Fremdwasserabfluss bei Trockenwetter
$w_{S,d}$	l/(E·d)	Einwohnerspezifischer täglicher Schmutzwasseranfall (ATV-DVWK A 198 2003)
$w_{T,d}$	l/(E·d)	Einwohnerspezifischer täglicher Trockenwetterabfluss
$k_f$	m/s	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Bodenzone (ATV-DVWK A 138 2002)
$X_{BA}$	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	Aktive autotrophe Biomasse, Messung der Masse als CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$X_{BH}$		Aktive heterotrophe Biomasse, Messung der Masse als CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$X_I$	Fracht: kg/a, t/a, g/h, kg/h	Biologisch inerte partikulärer CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$X_{ND}$		Biologisch abbaubarer partikulärer organischer Stickstoff, Messung der Masse als N, Stoffbezeichnung des ASM1
$X_P$	Konzentration: mg/l, g/m <sup>3</sup>	Partikuläre Zerfallsprodukte der Biomasse, Messung der Masse als CSB, Stoffbezeichnung des ASM1
$X_S$		Biologisch langsam abbaubarer CSB, Stoffbezeichnung des ASM1

## Begriffe und Abkürzungen

<b>Begriff / Abkürzung</b>	<b>Erklärung</b>
AB-Plan	Abwasserbeseitigungsplan
ADL	Abwasserdruckrohrleitung
ADL-Modell	Modell des Abwasserdruckrohrleitungsnetzes und der Pumpwerke
ASM	Activated Sludge Model. Biochemisches Belebtschlammmodell (IWA Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment 2000)
Außengebiete	„Größere Teilgebiete ohne nennenswerten Anteil undurchlässig befestigter Flächen, die ein eigenes oberirdisches Entwässerungssystem aufweisen und als ‚Außengebiete‘ in ein Kanalnetz einmünden...“ (ATV M 165 2004, S. 18)
BioP	Biologische P-Elimination
BInIV	Berlin IV, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInV	Berlin V, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInVIII	Berlin VIII, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInIX	Berlin IX, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInX	Berlin X, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInXI	Berlin XI, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BInXII	Berlin IV, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Bul	Buch I, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Bull	Buch II, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Buh	Buchholz, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
BWB	Berliner Wasserbetriebe
DGM	Digitales Gelände Modell
DN	Denitrifikation
EZG	Einzugsgebiet
GIS	Geografisches Informationssystem
KA	Kläranlage
KA-Modell	Kläranlagenmodell
Kar	Karow, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Mal	Malchow, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
MarI	Marzahn I, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
MarII	Marzahn II, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
N	Nitrifikation
NA-Modell	Niederschlag-Abfluss-Modell Da viele Programme zur NA-Modellierung auch die im Abfluss transportierten Inhaltsstoffe abbilden, wird der Begriff in der vorliegenden Arbeit als Synonym für Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfracht-Modell verwendet.

<b>Begriff / Abkürzung</b>	<b>Erklärung</b>
NA-Modellierung	Niederschlag-Abfluss-Modellierung
Nsch	Niederschönhausen, Bez. für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Pan	Pankow, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
PW	(Abwasser-) Pumpwerk
PWEZG	Pumpwerkseinzugsgebiet
R-Kanal	Regenwasserkanal
Ros	Rosenthal, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
S-Kanal	Schmutzwasserkanal
STEP	Stadtentwicklungsplan
Trockenwetterspitze	Bei Trockenwetter maximal auftretender Abfluss
TW	Trockenwetter
Wit	Wittenau, Bezeichnung für Pumpwerk bzw. Pumpwerkseinzugsgebiet
Sensitivitätsbereich	Bereich der zu variierenden Gewichtungen in der Sensitivitätsanalyse der Nutzwertanalyse / Belastungsanalyse, dessen Grenzen durch eine Halbierung bzw. Verdoppelung der zu variierenden Gewichtungen gegenüber den anzupassenden Gewichtungen bestimmt sind.

# 1 Einleitung

Im Dezember des Jahres 2000 trat die EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, 2000) in Kraft, die den „guten ökologischen und chemischen Zustand“ aller Oberflächengewässer und des Grundwassers fordert. Die WRRL stellt einen bedeutenden Kurswechsel der rechtlichen Anforderungen an die Siedlungswasserwirtschaft in Deutschland dar, die bis dato durch das Einhalten von Emissionsgrenzwerten und den Stand der Technik definiert waren. Um die Emissionsgrenzwerte der Kläranlage einzuhalten, wurde das ATV A 131 (1991) angewandt, für Mischwasserentlastungen galten die Anforderungen als erfüllt, wenn die Mischwasserentlastungs- und Speicherbauten nach ATV A 128 (1992) auf eine maximale CSB-Jahresentlastungsfracht bemessen wurden. Die Betrachtung der Teilsysteme erfolgte unabhängig voneinander. Die anspruchsvollen Ziele der WRRL lassen sich durch eine derart einfache und pauschale Vorgehensweise nicht erreichen. Stattdessen sind am Gewässer orientierte, flusseinzugsgebietsweite Planungen notwendig, in denen alle wasserwirtschaftlichen Fragestellungen integriert betrachtet werden. Dabei müssen auch gewässerbezogene Fragestellungen einbezogen werden, die über die Ziele der WRRL hinausgehen, wie z. B. der Hochwasserschutz.

Da die integrierte Planung ein sehr komplexer Prozess ist, wird in der vorliegenden Arbeit aufbauend auf die Ergebnisse des Forschungsprojektes WSM300 (Leichtfuß et al. 2005; Peters et al. 2005) eine Vorgehensweise entwickelt, die den Planungsprozess – beginnend mit der Problemanalyse und Zieldefinition über die Entwicklung von Handlungsalternativen (Szenarien), deren Simulation und Evaluation – systematisiert (Kapitel 3). Ein wesentlicher Bestandteil der Vorgehensweise ist die Notwendigkeit, sich zunächst ein möglichst vollständiges Bild der Ziele und Probleme eines Einzugsgebietes zu machen und dann eine möglichst breite Palette von Maßnahmen im Hinblick auf die Ziele zu untersuchen, da es nur so möglich ist, Synergien zu nutzen und optimale Lösungen zu finden. Aufseiten des deutschen Regelwerkes wurde der Kurswechsel von der sektoralen zur integrierten Betrachtung mit der Veröffentlichung des DWA A 100 (Dezember 2006) vollzogen, in dem eine ähnliche Vorgehensweise empfohlen wird.

Die entwickelte Vorgehensweise wird im Einzugsgebiet der Panke (Berlin, Kapitel 4) angewendet. Dazu werden ausgehend von den Zielen und Problemen im Einzugsgebiet Kriterien für den Vergleich der Maßnahmen (Szenarien) entwickelt (Kapitel 5.1). Die am Gewässer orientierte, integrierte Planung erfordert es, mehr als nur ein Kriterium zum Vergleich der Szenarien heranzuziehen (mehrere Kriterien für die Gewässerökologie und weitere Kriterien, wie z. B. der Hochwasserschutz). Während der Szenarienvergleich bei nur einem Kriterium geradezu trivial ist, wird es mit zunehmender Anzahl der Kriterien immer schwieriger, einen Vergleich durchzuführen. Gerade im Hinblick auf einen von der WRRL geforderten transparenten Planungsprozess unter Einbeziehung der Öffentlichkeit, bei dem die Ergebnisse vielen Interessensvertretern

präsentiert und mit ihnen diskutiert werden müssen, ist eine übersichtliche, nachvollziehbar aggregierte Darstellung der Ergebnisse erforderlich. Daher erfolgt der Szenarienvergleich in der vorliegenden Arbeit anhand des multikriteriellen Bewertungsverfahrens der Belastungsanalyse (Kapitel 5.2), die vom Autor aus der Nutzwertanalyse (DVWK Materialien 1 1999; Eisenführ & Weber 1999; Peters et al. 2005) entwickelt und als Excel-Applikation umgesetzt wurde. Darüber hinaus werden interaktive Werkzeuge zur Sensitivitätsanalyse zur Verfügung gestellt, die die Diskussion der Ergebnisse unterstützen.

Um jedoch einen Vergleich der Szenarien überhaupt erst zu ermöglichen, müssen die Wirkungen der Szenarien quantifiziert, d.h. berechnet werden. Dazu werden Simulationsmodelle benötigt. Die Modellierung der siedlungswasserwirtschaftlichen Teilsysteme ist heute bereits weit fortgeschritten, und es stehen Modelle zur Verfügung, die in der Lage sind, die wasserwirtschaftlichen Teilsysteme vernünftig abzubilden (Rauch et al. 1998). Eine optimierte Lösung für das Gesamtsystem kann jedoch nur durch eine integrierte Modellierung der Teilsysteme gefunden werden. In der vorliegenden Arbeit wird daher das siedlungswasserwirtschaftliche System bestehend aus Kanalnetz, Pumpwerken, Druckrohrleitungen und Kläranlage im Modell abgebildet (Kapitel 6).

Bei der Modellierung hat sich zur Bemessung von Entwässerungssystemen die Langzeitsimulation weitestgehend durchgesetzt, da der Niederschlag einen entscheidenden Einfluss auf das System hat, aufgrund seiner hohen Variabilität und Dynamik aber statistisch nur schwer zu erfassen ist. Zudem ist die statistische Auswertung der Regendaten aufwendig, und die an den Regendaten (Ursache) durchgeführte Statistik stimmt i. d. R. nicht mit der an den Berechnungsergebnissen (Wirkung) durchgeführten Statistik, die eigentlich von Interesse ist, überein (Kapitel 2). Dennoch wurde die Langzeitsimulation aufgrund des erhöhten Rechenaufwandes in der integrierten Modellierung bisher nicht eingesetzt. In der vorliegenden Arbeit wird erstmalig eine kontinuierliche Langzeitsimulation von Kanalnetz und Kläranlage über 30 Jahre durchgeführt.

Bei der Arbeit an der Modellierung des betrachteten Einzugsgebietes ergaben sich eine Reihe von Aufgabenstellungen, zu deren Lösung in der vorliegenden Arbeit die folgenden Modellkomponenten entwickelt werden:

- Verfahren zur detaillierten Modellierung des (regenbürtigen) Fremdwassers (Kapitel 6.2)
- Modellbaustein für Abwasserdruckrohrleitungen (verursachen bei Mischwasserförderung einen Frachtstoß auf die Kläranlage, Kapitel 6.3)
- Verfahren zur Modellierung der Abwassertemperatur bei Mischwasserzufluss zur Kläranlage (Einfluss auf die Nitrifikation, Kapitel 6.5)

Darüber hinaus waren unzählige technische Probleme zu lösen (Kapitel 6.6), z. B.:

- Kommunikation der Modelle (Daten Im- und Export)
- Ergänzungen der Simulationssoftware SIMBA, um Langzeitsimulationen durchführen zu können
- Aggregation der Modellergebnisse (Zeitreihen) zum Vergleich der Szenarien
- Zentrale, automatisierte Ausführung der Modelle, des Im- und Exports und der Aggregation für verschiedene Szenarien

Zur Verbesserung der Situation im Einzugsgebiet der Panke werden die folgenden Maßnahmen im Modell umgesetzt (Kapitel 7) und optimiert (Kapitel 8.1) und mithilfe der Belastungsanalyse gegeneinander verglichen (Kapitel 8.2):

- Bau von Speichern
- Urinseparation
- Abkopplung versiegelter Flächen vom Kanal und Versickerung des Regenwassers
- Globale Echtzeitsteuerung von Abwasserpumpwerken (zwei prinzipiell unterschiedliche, miteinander kombinierbare Ansätze)

Der Autor hofft, durch diese kleine Einführung neugierig gemacht zu haben und wünscht viel Freude beim Lesen der vorliegenden Arbeit.

# 2 Stand der Wissenschaft und Forschungsbedarf

## 2.1 Modellierung der Teilsysteme

Heutzutage stehen Modelle zur Verfügung, die in der Lage sind, die wasserwirtschaftlichen Teilsysteme vernünftig abzubilden (Rauch et al 1998). Ein Überblick und/oder eine detaillierte Beschreibung der bestehenden Modellansätze werden z. B. von Rauch et al. (2001), Schütze (1998), Schütze et al. (2002) und Leinweber (2002) gegeben. Ein Überblick über Simulationssoftware wird z. B. von Schütze et al. (2002) gegeben. Im Folgenden werden die wesentlichen Modellansätze kurz vorgestellt. Da das Gewässer in der vorliegenden Arbeit nicht modelliert wird, wird auf eine explizite Beschreibung verzichtet und stattdessen auf die genannten Autoren verwiesen.

### 2.1.1 Kanalnetz

#### 2.1.1.1 Niederschlag-Abfluss

Die Niederschlag-Abfluss-Modellierung ist Stand der Technik. Die Teilprozesse und die dazugehörigen Modellansätze sind z. B. in ATV-DVWK M 165 (2004) beschrieben. Niederschlag-Abfluss-Modelle simulieren die Prozesse Abflussbildung, Abflusskonzentration und Abflusstransport. „Unter dem Begriff Abflussbildung werden die physikalischen Vorgänge zusammengefasst, die die Umwandlung des auf eine Einzugsgebietsfläche gefallenen Niederschlages in den zum Kanal gelangenden Abfluss bewirken“ (ATV-DVWK M 165 2004, 17). „Die Abflusskonzentration beschreibt die Umwandlung des flächenhaft verteilten abflusswirksamen Niederschlages ... in die am Tiefpunkt der betrachteten Teilfläche entstehende Abflussganglinie“ (ATV-DVWK M 165 2004, 22). Mit Abflusstransport wird die Weiterleitung der Abflusswelle durch den Kanal bezeichnet (ATV-DVWK M 165 2004).

Niederschlag-Abfluss-Modelle können nach dem Modellansatz für den Abflusstransport in hydraulische oder hydrologische Modelle unterteilt werden:

Die hydraulischen Modelle berechnen den Abflusstransport durch Lösung der ein-dimensionalen instationären Saint-Venant-Gleichungen (ggf. in vereinfachter Form). Das Differenzialgleichungssystem ist analytisch nicht lösbar und muss daher numerisch gelöst werden, was dementsprechend rechenaufwendig ist.

Hydraulische Modelle werden in der Literatur auch oft als hydrodynamische oder hydrodynamisch-numerische (HN) Modelle bezeichnet. Diese Bezeichnung hydrodynamisch wird jedoch zur Unterscheidung von den im folgenden dargestellten hydro-

logischen Modellansätzen als ungünstig empfunden, da auch die hydrologischen Modelle dynamische Modelle sind.

Der bekannteste hydrologische Ansatz ist das Kalinin-Miljukov-Verfahren, bei dem der Abflusstransport durch sogenannte Linearspeicherkaskaden abgebildet wird. Ein Linearspeicher ist ein Speicherbecken, dessen Ausfluss proportional zum Füllvolumen ist. Diese Linearspeicher werden in Reihe geschaltet, d. h. der Ausfluss des 1. Speichers ist der Zufluss des zweiten, usw. Die Parameter der Kaskade (Anzahl der Speicher und Speicherkonstante) können über empirische Beziehungen aus der Kanalgeometrie abgeleitet werden. Mit diesem Verfahren können sowohl Retention als auch Translation der Welle beschrieben werden. Druckabflüsse und Rückstaueffekte lassen sich mit diesem Verfahren nicht direkt simulieren. Eine Berücksichtigung von Rückstaueffekten ist jedoch indirekt über eine Begrenzung der Speicherkapazität der Kaskaden möglich (Schütze et al. 2002). Die hydrologischen Modelle erlauben eine schnelle Berechnung und werden daher insbesondere in der Langzeitsimulation verwendet.

Viele Programme zur Niederschlag-Abfluss-Modellierung bilden auch die im Abfluss transportierten Inhaltsstoffe (siehe Kapitel 2.1.1.2) ab, so auch das in der vorliegenden Arbeit verwendete Modell STORM (Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH 2003). Um die Lesbarkeit zu verbessern wird daher in der vorliegenden Arbeit der Begriff Niederschlag-Abfluss-Modell (oder NA-Modell) synonym für Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfracht-Modell gebraucht.

### 2.1.1.2 Schmutzfracht

Für die Stofffrachten des Regenabflusses bei Kanaleintritt gibt es Akkumulations- und Abtragsansätze, bei denen die Stoffe bei Trockenwetter auf der Oberfläche akkumulieren und bei Regenwetter abgetragen werden (Rauch et al. 2001) oder Ansätze mit konstanter Stoffkonzentration.

Der Transport der gelösten Stoffe kann bei den hydrologischen Modellen mit Linearspeicherkaskaden oder bei den hydraulischen Modellen über Advektion und Dispersion abgebildet werden (Rauch et al. 2001). Partikuläre Stoffe unterliegen zusätzlich der Sedimentation und der Remobilisation. Bertrand-Krajewski et al. (1993) geben einen Literaturüberblick zu dem Thema, Schütze et al. (2002) nennen weitere Literaturstellen und stellen die prinzipiellen Probleme nach Jack et al. (1996) dar. ATV A 128 (1992) gibt an, dass die „... derzeitigen Kenntnisse über alle Vorgänge, die zum Auf- und Abbau von Kanalablagerungen führen ... zu einer mathematischen Beschreibung nicht aus[reichen].“ Dennoch sind verschiedene Ansätze in Simulationsprogrammen implementiert (siehe z. B. Bertrand-Krajewski et al. 1993) und werden auch angewendet (z. B. von Erbe 2004 oder Schroeder et al. 2005).

Für die biochemische Umsetzung im Kanal existieren Modelle, die ähnlich aufgebaut sind wie die Modelle der ASM-Familie (siehe Kapitel 2.1.2) zur Kläranlagensimulation, wie z. B. das von Almeida (1999) aufgestellte Modell, das auch von Erbe (2004) verwendet wird oder das von Huisman (2001) entwickelte, das auf dem ASM3 (IWA Task Group 2000) basiert. Weitere Informationen zu Modellen und Prozessen sind bei Rauch et al. (2001), Schütze et al. (2002) und Erbe (2004) zu finden. Viele der Prozesse sind noch nicht gänzlich verstanden und sind gegenwertig Gegenstand intensiver Forschung (Schütze et al. 2002). Eine weitere Einschränkung für die Verwendung stellen der Datenbedarf für die Kalibrierung und die Rechenzeit dar. Dennoch kann die Modellierung in Abhängigkeit von der Fragestellung sinnvoll sein (Rauch et al. 2001).

Die Modellansätze und Parameter zur Schmutzfrachtberechnung sind insgesamt deutlich weniger gut untersucht, als bei der Niederschlag-Abfluss-Berechnung. Dies liegt insbesondere an den schwer zu beschreibenden Prozessen im Kanalnetz (Abbauprozesse, Sedimentation, Remobilisation). Daher wird in den meisten Modellen ein konservatives Stoffverhalten angenommen, d. h., es werden nur Transport und Vermischung abgebildet. (Seggelke 2002)

### 2.1.2 Kläranlage

Einen Durchbruch für die biochemische, dynamische Kläranlagenmodellierung stellte die Entwicklung des ASM1 (Henze et al. 1987) im Jahre 1987 dar, das den Kohlenstoff- und Stickstoffabbau abbildet. Das Modell basiert auf vollständigen Bilanzen und betrachtet 13 Stoffe und 8 Prozesse. Zur Beschreibung der Reaktionen wurde mit dem ASM1 erstmals eine Matrix-Notation eingeführt, die sich als Standard für alle zukünftigen Modelle etabliert hat. Das ASM1 wird heutzutage nicht nur in der Forschung, sondern auch zunehmend von Ingenieurbüros verwendet und kann laut Seggelke (2002) als Stand der Technik bezeichnet werden.

Als Weiterentwicklung wurde 1995 das ASM2 (Henze et al. 1995) veröffentlicht, das zusätzlich die biologische und chemische Phosphor-Elimination abbildet. Das Modell wurde 1999 zum ASM2d (Henze et al. 1999) erweitert, in das die Erkenntnis eingeflossen ist, dass die Phosphor-akkumulierenden Organismen zur Denitrifikation in der Lage sind. Die Autoren weisen jedoch darauf hin, dass ASM2d nicht die endgültige Antwort der Frage der biologischen P-Elimination darstellt und für eine genaue Modellierung der biologischen P-Elimination eventuell weitere Entwicklungen nötig sind.

Das im Jahre 1999 entwickelte ASM3 (IWA Task Group 2000) baut nicht auf dem komplexen ASM2 oder ASM2d auf, sondern auf dem ASM1 und behebt einige Mängel dieses Modells. Es ist ausdrücklich als Basis für weitere Entwicklungen gedacht. Siegrist et

al. (2002) veröffentlichen 2002 ein Bio-P Modul, das z.B. von Wichern et al. (2002) angewandt wurde.

Die Hydraulik wird in der Kläranlagensimulation i. d. R. stark vereinfacht als in Reihe geschaltete, volldurchmischte Rührkesselreaktoren abgebildet. Über eine Variation der Anzahl und Größe der Reaktoren kann das Durchmischungsverhalten angepasst werden (1 Reaktor: volldurchmischt, sehr viele Reaktoren → Pfropfenströmung). Detaillierte, dreidimensionale numerische Strömungsmodellierungen können als Spezialanwendung z. B. zur Optimierung der Belüftung oder der Strömungsverhältnisse angewandt werden (z. B. Hunze 1996).

Modelle für Tropfkörper oder Schlammfäulung werden in der vorliegenden Arbeit nicht verwendet. Daher wird hier nicht näher darauf eingegangen. Einen Einstieg in die Thematik ist z. B. bei Rauch et al. (2001) und Erbe (2004) zu finden.

Für die Vorklärung ist in Deutschland das Modell von Otterpohl & Freund (1992; siehe auch Otterpohl et al. 1994) verbreitet, das einen volldurchmischten Reaktor mit einem einfachen Absetzansatz kombiniert. Thöle (1999) gibt einen Überblick über verschiedene Vorklärbeckenmodelle.

Für die Nachklärung werden i. d. R. eindimensionale Schichtenmodelle verwendet. Weit verbreitet sind das Modell von Takács et al. (1991) und das Modell von Otterpohl und Freund (1992). Krebs et al. (2000) geben einen Überblick über Nachklärbeckenmodelle. 2- oder 3-Dimensionale Nachklärbeckenmodelle kommen aufgrund des großen Aufwandes im Zusammenhang mit der biologischen Kläranlagensimulation i. d. R. nicht zur Anwendung (Krebs et al. 2000), sondern sind Spezialanwendungen, wie z. B. der Strömungsoptimierung vorbehalten. Derartige Arbeiten wurden z. B. von Krüger (1999) und Hunze et al. (2005) durchgeführt. Aufgrund der vereinfachten Betrachtung der Nachklärung und aufgrund der Tatsache, dass die physikalischen Schlammeigenschaften (Schlammvolumenindex) von der biologischen Kläranlagensimulation nicht modelliert werden können, ist eine genaue Modellierung der partikulären Stoffe im Ablauf schwierig.

### **2.2 Integrierte Modellierung**

Für die integrierte Modellierung werden häufig die bestehenden Modelle für die Teilsysteme verknüpft. Dabei kann zwischen paralleler und sequenzieller Modellierung unterschieden werden.

Bei der parallelen Modellierung werden alle Teilsysteme gleichzeitig modelliert. Alle Modellkomponenten können sich gegenseitig beeinflussen. Daher können z. B. bestimmte Steuerungen nur mit einem parallelen Modellsystem durchgeführt werden (z. B. Steuerung des Kanalnetzes und der Kläranlage nach der Sauerstoffkonzentration im

Gewässer). Für die parallele Modellierung ist es notwendig, alle Modellkomponenten in eine Simulationsumgebung zu implementieren (z.B. WEST (Meirlaen 2002) oder SIMBA (Erbe 2004)), oder geeignete Schnittstellen zu schaffen, die die parallele Ausführung verschiedener Programmen und eine bidirektionale Kommunikation zwischen den Programmen ermöglichen (Integrated Catchment Simulator, siehe Mark & Williams 2000).

Bei der sequenziellen Modellierung werden die Teilsysteme nacheinander modelliert. Die Datenübergabe erfolgt in der Regel anhand von Zeitreihen. Der Nachteil dieser Vorgehensweise ist, dass Informationen nur in eine Richtung weitergegeben werden können (d.h., Rückkopplungen zwischen den Modellen können nicht berücksichtigt werden). Der Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass sich so mit relativ geringem Aufwand beliebige Modelle verknüpfen lassen. Ein weiterer Vorteil ist, dass bei der Untersuchung von Planungsvarianten (Szenarien) nicht immer das komplette Modell rechnen muss, sondern nur der Teil, der von dem Szenario betroffen ist und alle folgenden Modellkomponenten.

Es gibt bereits eine Vielzahl von Projekten zur integrierten Modellierung. Einen umfangreichen Überblick geben Schütze (1998), Schütze et al. (2002), Leinweber (2002), Meirlaen (2002), Seggelke (2002) und Erbe (2004). Ausgewählte Projekte sind in Muschalla (2006) dargestellt. Im Folgenden werden exemplarisch einige Projekte näher erläutert. Dazu wurden zum einen Projekte ausgewählt, die für das Thema der vorliegenden Arbeit von Bedeutung sind, zum anderen Projekte, die einen gänzlich verschiedenen Schwerpunkt aufweisen, um die Spannbreite der des Feldes „Integrierte Modellierung“ aufzuzeigen.

### **Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996)**

Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996, siehe auch Rauch et al. 1998) untersuchen mit einem integrierten Modell in einem semi-hypothetischen urbanen Einzugsgebiet (300 000 EGW, 5400 ha, ca. 1/3 versiegelt) die Einflüsse von Speichern im Kanalnetz und diversen Maßnahmen an der Kläranlage auf die Sauerstoffkonzentration des Gewässers.

Für das Einzugsgebiet wird das hydrologische Modell KOSIM ohne Sedimentation und Resuspension und ohne biologischen Abbau im Kanal verwendet. Die Kläranlage wird mit einer reduzierten Version des ASM1 (Henze et al. 1987), bei der die Prozesse der Nitrifikation und Denitrifikation entfernt wurden, abgebildet. Für die Vorklärung wird das 5-Schichten-Modell von Lessard und Beck (1988) verwendet, die Nachklärung wird mit dem 10-Schichten-Modell von Takács (1991) abgebildet. Das Gewässer wird hydraulisch mit SALMON-Q modelliert. Es wird der Abbau von CSB abgebildet. Photosynthese und Nitrifikation werden vernachlässigt. Die Abwassertemperatur wird als

wichtiger Parameter für die Modellierung des CSB-Abbaus in der Kläranlage erkannt und über eine Korrelation mit der Lufttemperatur und eine Wärmebilanz der Kläranlage simuliert. Im Gewässer wird die Temperatur ebenfalls betrachtet.

Der Simulationszeitraum beträgt 1 Jahr mit Niederschlagsdaten in 10-minütiger Auflösung.

Der Vergleich der Szenarien erfolgt anhand von Ganglinien und Konzentrations-Dauer-Auftretenshäufigkeits-Grafen.

Der Bau von Speicherbecken hat für kleine und mittlere Ereignisse positiven Einfluss auf die Sauerstoffkonzentration im Gewässer. Bei Starkregenereignissen ist der Einfluss gering. Die Varianten an der Kläranlage weisen geringe Unterschiede auf, ein Speicherbecken zum Auffangen des Spülstoßes mildert das Problem der begrenzten Kapazität.

### **Schneider und Scholz (1998)**

Schneider und Scholz (1998) simulieren das Entwässerungssystem des Abwasserzweckverbandes Oberer Neckar (63 000 EW,  $A_{\text{red}} \approx 600$  ha). Sie optimieren einzelne Drosselabflüsse und variieren den maximalen Mischwasserzufluss zur Kläranlage. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass eine deutliche Reduktion der Gesamtemissionen durch die genannten Maßnahmen möglich ist, sodass mittelfristig auf einen Neubau von Regenbecken verzichtet werden kann.

Für das Kanalnetz wird das hydrologische Modell KOSIM verwendet. Die Kläranlage wird mit dem Programm GESIM abgebildet. Die Prozesse in der Belebung werden über die statischen Gleichungen des ATV A 131 (1991) abgebildet (Erbe 2004). Die Vorklärung wird in Abhängigkeit von der Aufenthaltszeit beschrieben, für die Nachklärung kommt ein Schichtenmodell zum Einsatz.

Schneider und Scholz (1998) führen eine Langzeitsimulation durch. Für die Niederschlagsbelastung wurde aus „... Niederschlagsaufzeichnungen [(5-Minutenwerte)] der Jahre 1963 bis 1984 ... ein für den Gesamtzeitraum repräsentativer Zeitraum herausgefiltert. Dadurch ergibt sich trotz der Verwendung von nur zehn Jahren eine repräsentative Zeitreihe“ (Schneider & Scholz 1998, S. 1258).

Zum Vergleich der Szenarien werden die mittleren Gesamtemissionen der Parameter CSB, BSB<sub>5</sub> und NH<sub>4</sub>-N verwendet.

Schneider und Scholz (1998) geben zu bedenken, dass die Vereinfachung, die durch die Verwendung nur eines Regenschreibers für das gesamte Einzugsgebiet gemacht wird, bei größeren Einzugsgebieten zunehmend an Bedeutung gewinnt, was sich in größeren Regenabflüssen widerspiegelt und dazu führt, dass Beckenvolumina größer bemessen werden.

Ferner geben sie zu bedenken, dass die Ergebnisse der Kläranlagensimulation immer nur in Kenntnis der hydraulischen Kapazität der Kläranlage (bes. Nachklärung) zu bewerten seien, die eine Erhöhung des Mischwasserzuflusses möglicherweise ausschließe.

### **Milina et al. (1999)**

Milina et al. (1999) erstellen ein integriertes Modell für das Høvringen-Abwassersystem (35 km<sup>2</sup>, 130 000 EW, 60% Mischsystem) in Trondheim, Norwegen. Ziel der Untersuchungen ist eine Minimierung der Gesamtemissionen und eine möglichst kostengünstige Erweiterung der bestehenden Kläranlage. Dazu wurde mit dem Modell die Erweiterung der Kläranlage und Maßnahmen im Einzugsgebiet (Erhöhung der Förderleistungen einiger Pumpwerke, Optimierung der Drosseleinstellungen an Überläufen, Abkopplung von Regenwasserzuflüssen zum Mischsystem, Schaffung von Speichervolumina und Einstau des Transportsammlers mittels Echtzeitsteuerung) untersucht.

Für das Einzugsgebiet wird das hydrologische NA-Modell PLASKI verwendet. Der Transportsammler wird mit dem hydraulischen Modell SIMBA-SEWER (der SIMBA-Version 3.2) mit Sedimentation und Resuspension abgebildet, die mechanische Kläranlage mit SIMBA. Das Kläranlagenmodell wurde um die Möglichkeit der Simulation einer chemischen Behandlung erweitert, für die insgesamt 8 Prozesse zur Fällung und Flockung implementiert wurden.

Es wurden die Stoffe CSB,  $P_{ges}$ , SS und coliforme Bakterien betrachtet. Als Niederschlagsbelastung wurden repräsentative Einzelereignisse in 5 min Auflösung und ein repräsentatives Jahr (1990) in 1 h Auflösung betrachtet. Der Vergleich der Szenarien erfolgt anhand der Dauer der Mischwasserüberläufe, der Überlaufvolumina und -frachten, sowie anhand von Massenbilanzen. Eine Kosten-Nutzen-Analyse ist geplant.

### **Thöle (1999)**

Thöle (1999) beschäftigt sich besonders ausführlich mit den Auswirkungen von Mischwasserzufluss auf die Kläranlage. Dazu stellt er die Ergebnisse bisheriger Messungen zusammen. Durch eigene Messungen erfasst er die Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf drei Kläranlagen (Hildesheim, Duderstadt, Dresden) mit unterschiedlichen Verfahrenstechniken und bildet diese im Modell ab. Dazu verwendet er die Programmplattform SIMBA und das ASM2 (Henze et al. 1995) mit der Vorklärung nach Otterpohl et al. (1994) und der Nachklärung nach Otterpohl & Freund (1992).

Die Simulation der biologischen P-Elimination ist nur mit erheblichen Modifikationen der Standardparameter möglich (liegt u. a. daran, dass das ASM2 (Henze et al. 1995) die Denitrifikation durch Phosphor-akkumulierende Organismen nicht beschreiben kann, wurde im ASM2d (Henze et al. 1999) ergänzt). Für Ammonium und Nitrat lassen sich

sehr gute Ergebnisse erzielen. Der CSB-Abbau kann ebenfalls sehr gut abgebildet werden, allerdings kann die Nachklärung kurzzeitige, durch Aufwirbelung von Feststoffen hervorgerufene Spitzen nur bedingt oder gar nicht abbilden.

Für den Standort Dresden macht er eine Gesamtemissionsbetrachtung. Die Kanalnetzsimulation wurde mit dem Modell KOSIM von der TU-Dresden durchgeführt. Thöle (1999) untersucht eine Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage und einen Ausbau von Speichervolumina im Kanalnetz. Bezüglich des CSB ist die Erhöhung des Mischwasserzuflusses nur durch die Nachklärung begrenzt. Bezüglich Ammonium lässt sich bereits ab  $2,85 \cdot Q_s + Q_f$  keine Verbesserung mehr erzielen. Zusätzliche Speichervolumina bewirken eine stetige Zunahme der Ammoniumablauffrachten der Kläranlage. Der simulierte Zeitraum beträgt etwa 30 Tage.

Ein wesentliches Ergebnis von Thöle (1999) ist, dass eine detaillierte, dynamische Simulation der Kläranlage nötig ist, wenn Ammonium und/oder biologische P-Elimination betrachtet werden sollen. Das Modell muss an die Verfahrenstechnik angepasst sein und sollte anhand gemessener Ganglinien oder zumindest anhand von Messwerten der Eigenüberwachung überprüft werden, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten.

### **Meirlaen (2002)**

Meirlaen (2002, siehe auch Meirlaen et al. 2001) entwirft und optimiert immissionsorientierte Steuerungsstrategien. Dazu benötigt er eine parallele Simulation aller Modellkomponenten. Um dies zu realisieren, baut er auf der Programmplattform WEST auf, die ursprünglich zur Kläranlagensimulation entwickelt wurde. Meirlaen (2002) implementiert die Modellansätze des hydrologischen NA-Modells KOSIM für das Kanalnetz. Die Gewässerhydraulik bildet er über eine nichtlineare Speicherkaskade volldurchmischter Becken ab, die Gewässerqualität mit einem Teilmodell des RWQM1 (Reichert et al. 2001). Für die Kläranlage verwendet er das ASM2d und die Nachklärung nach Takács et al (1991). Das integrierte Modell wendet Meirlaen (2002) in den Fallstudien Lambro (Italien) und Tielt (Belgien) an.

Ein Schwerpunkt seiner Arbeit ist die Reduzierung der Rechenzeit bei Erhalt der Güte der Simulation durch:

- Vereinfachung der Modellansätze
  - Für die Hydraulik des Kanals und des Gewässers werden statt der komplexen hydraulischen Modelle auf Basis der Saint-Venant-Gleichungen einfache hydrologische Ansätze (s. o.) verwendet. Die hydrologischen Modelle werden anhand der Ergebnisse detaillierter hydraulischer Modelle kalibriert. Es kann eine gute Übereinstimmung erzielt werden.

- Die Kläranlage versucht Meirlaen (2002) auf folgende Weise zu vereinfachen:
  - Kombination aus Massenbilanz und neuronalem Netzwerk
  - Reduktion des ASM2d (4 Varianten)Alle Varianten werden verworfen, da die Abweichungen zum detaillierten Modell zu groß sind.
- Reduzierung der Komplexität (Eliminierung der Modellteile, die von den Steuerungsstrategien nicht betroffen sind)
- Reduktion des Simulationszeitraumes (Betrachtung von zwei Wochen bzw. Einzelereignissen)

### **Erbe (2004)**

Erbe (2004) entwickelt ein integriertes Modell für Kanalnetz, Kläranlage und Gewässer. Sowohl für das Kanalnetz, als auch für das Gewässer kommen hydraulische Modellansätze zur Anwendung. In allen Teilsystemen kommen Prozessmodelle zur Anwendung.

Im Kanalnetz werden Sedimentation und Erosion sowie der Stoffumsatz (Almeida 1999) betrachtet. Die Kläranlage wird mit dem ASM1, der Vorklärung nach Otterpohl et al. (1994) und der Nachklärung nach ifak system (2001, drei Schichten Modell mit variabler Schichtdicke) abgebildet. Im Gewässer kommt ein Teilmodell des RWQM1 (Reichert et al. 2001) zur Anwendung.

Das Modell wurde in MATLAB-Simulink umgesetzt und läuft komplett parallel ab, d.h., alle Modelle werden gleichzeitig berechnet und ein Informationsaustausch ist in jede beliebige Richtung möglich. Aufgrund der Implementierung in MATLAB-Simulink ist das Modell offen und erweiterbar.

Bedingt durch die außergewöhnliche Komplexität des Modells rechnet es sehr langsam: Für einen Tag simulierte Zeit werden 4 h Rechenzeit benötigt. Trotz des enormen Rechenaufwandes simuliert Erbe die drei Monate (Juni, Juli und August, Jahr: 2001) .

Erbe (2004) wendet das Modell am Beispiel des Gewässers Dhünn (Nebenfluss der Wupper) der Gemeinde Odenthal ( $A_{E,k}=319$  ha,  $A_u=63$  ha, 14 000 EW) an.

Er vergleicht die Maßnahmen Abkopplung versiegelter Flächen, Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Kläranlage, Steuerung von Kanalnetz und Kläranlage, Abflussteuerung einer flussaufwärts gelegenen Talsperre. Die Szenarien werden anhand von Ammoniak, Nitrit und Sauerstoffkonzentrationen im Gewässer verglichen.

Erbe (2004) kommt zu dem Ergebnis, dass die dynamische Steuerung der Talsperre sowie die integrierte Steuerung von Kanalnetz, Kläranlage und Gewässer besonders

effektiv sind, gefolgt von der Abkopplung und dass eine Ertüchtigung der Kläranlage erst nach Ausschöpfung aller anderen Maßnahmen in Betracht gezogen werden sollte.

### **Schroeder et al. (2005)**

Schroeder et al. (2005) erstellen im Rahmen des ISM (Integrated Sewage Management) Projektes ein Modell des Einzugsgebietes der Kläranlage Ruhleben (Berlin, 185 km<sup>2</sup>, 380 000 EW), das zum größten Teil im Mischsystem entwässert wird. Das Modell beinhaltet Kanalnetz, Pumpwerke, Druckrohrleitungen und Kläranlage. Mit dem Modell werden globale Echtzeitsteuerungsstrategien für die Pumpwerke untersucht.

Für die Modellierung des Kanalnetzes und der Pumpwerke wird das hydraulische Modell InfoWorks CS verwendet. Die Schmutzfrachtmodellierung basiert auf dem Akkumulations-Abtragsansatz an der Oberfläche. Im Kanal werden Sedimentation und Remobilisierung abgebildet. Eine biologische Umsetzung wird vernachlässigt, d.h. die simulierten Stoffe (CSB und TKN) werden als inert betrachtet. Die Steuerungsalgorithmen wurden in InfoWorks CS umgesetzt.

Die Druckrohrleitungen ließen sich mit der InfoWorks CS nicht abbilden, daher wird das frei verfügbare Programm EPANET 2 (EPA 2000), das ursprünglich für den Trinkwasserbereich entwickelt wurde, verwendet. Die Stofffrachten werden advektiv transportiert, biologische Prozesse oder Sedimentation werden nicht abgebildet.

Die Kläranlage wird mit der Software SIMBA und einer erweiterten Version des ASM1 (Henze et al. 1987) modelliert. Es kommen das Vorklärbeckenmodell nach Otterpohl et al. (1994) und das Nachklärbeckenmodell nach Otterpohl & Freund (1992) zum Einsatz. Für Temperatur und TS-Gehalt der Belebung werden Messwerte verwendet.

Die Modelle werden sequenziell (nacheinander) ausgeführt.

Zum Vergleich der Szenarien werden 50 Tage simuliert, deren Niederschläge aus historischen Regendaten des regenreichen Sommers 1964 zusammengestellt wurden.

Die Emissionen aus Regenüberläufen ließen sich durch die Steuerung (und Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke) um maximal 24% (CSB) bzw. 32% (TKN) reduzieren. Die durch Mischwasser verursachten Gesamtemissionen (Trockenwetteremissionen der KA wurden herausgerechnet) ließen sich um maximal 14% (CSB) bzw. 5% (TKN) reduzieren.

### **2.3 Bedeutung der Langzeitsimulation**

Der Niederschlag hat entscheidenden Einfluss auf ein (Siedlungs-) wasserwirtschaftliches System. Zu nennen sind:

### 2.3. Bedeutung der Langzeitsimulation

---

- Mischwasserüberläufe
- Ungewollter Niederschlagsabfluss im Schmutzwasserkanal von Trennsystemen
- Belastung der Kläranlage durch Mischwasserzufluss
- Regenwasserkanal im Trennsystem
- Hydraulische Überlastung und Überstau von Kanälen
- Hochwasser (hydraulische Belastung der Gewässer aus Siedlungen, landwirtschaftlichen und natürlichen Flächen)

Daher hat der Ansatz der Niederschlagsbelastung entscheidenden Einfluss auf das Ergebnis einer Simulationsstudie.

Das übliche Verfahren zur Messung des Niederschlages ist die Punktmessung mit zylindrischen Sammelgefäßen. Zeitlich kontinuierliche Messungen sind möglich. (ATV-DVWK M 165 2004). Zur Berechnung einer räumlichen Verteilung des Niederschlages aus einzelnen Punktmessungen gibt es die folgenden Verfahren (Hinkelmann 2006): Thiessen-Polygon-Methode, Inverse-Distanz-Methode, Isohyeten-Methode und geostatistische Verfahren. Zunehmend an Bedeutung gewinnen Radar-Niederschlagsmessungen, die es ermöglichen, mit einer räumlichen Auflösung von etwa 500 m x 500 m (zeitliche Auflösung:  $\approx 10$  min) zu messen (Hinkelmann 2006). Da diese Verfahren nicht direkt den Niederschlag messen, ist eine Kalibrierung an Bodenbeobachtungen nötig, wobei die Kalibrierfaktoren von Ereignis zu Ereignis variieren können (Hinkelmann 2006). Letztgenanntes gilt auch für die Satelliten-Niederschlagsmessungen, die jedoch je nach System nur eine zeitliche Auflösung von 30 min bis 16 d erreichen (Hinkelmann 2006).

Niederschlag zeichnet sich durch eine hohe Dynamik und zeitliche Variabilität aus. Ein Regenereignis lässt sich z.B. über die Niederschlagssumme, die maximale Intensität, und die mittlere Intensität charakterisieren. Auch wenn es Regenereignisse gibt, die bezüglich all dieser Parameter übereinstimmen, wird es kaum zwei Regenereignisse geben, deren genauer zeitlichen Verlauf identisch ist. Hinzu kommt, dass für die Simulation auch die Vorgeschichte eines Ereignisses von Bedeutung ist, da sie u.a. die folgenden Größen bestimmt:

- Anfangsverluste: Mulden- (Pfützen) und Benetzungsverluste. Die Speicher füllen sich beim Regen und trocknen durch Verdunstung.
- Infiltrationsleistung unbefestigter Flächen (Bodenfeuchte)
- Füllgrade von Versickerungsmulden, Rigolen und Mischwasserspeichern
- Zustand der Kläranlage
- Inhalt von Druckrohrleitungen (Schmutzwasser oder Mischwasser eines vorangegangenen Ereignisses)

Für eine Simulation der Kläranlage ist ebenfalls von Bedeutung, wann ein Regenereignis stattfindet, da ein und dieselbe Mischwasserbelastung im Sommer, bei höheren Temperaturen deutlich besser verkraftet wird als im Winter.

ATV A 128 (1992) empfiehlt für die Simulation des Entwässerungsnetzes „langjährige Regenreihen zugrunde zu legen, ... die einen Zeitraum von mindestens 10 Jahren umfassen und unter statistischen Gesichtspunkten die Grundgesamtheit des örtlichen Niederschlagsgeschehens repräsentieren“ (ATV A 128 1992, 22). In Abhängigkeit von der konkreten Aufgabenstellung kann die langjährige Niederschlagsreihe durch eine geeignete Regenserie oder ein Regenspektrum ersetzt werden.

„Eine Regenreihe ist ein ununterbrochenes Niederschlagskontinuum.“ (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989, 1443)

„Eine Regenserie ist eine anwendungsbezogene Auswahl von Zeiträumen aus dem Niederschlagskontinuum ... . Sie kann unabhängige Einzelereignisse oder eine oder mehrere in der Dauer begrenzte unabhängige Niederschlagsperioden, wie z.B. Sommerhalbjahre oder repräsentative Jahre umfassen“ (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989, 1443).

Der wesentliche Nachteil einer Regenserie ist, dass sie im Hinblick auf eine Fragestellung erstellt wird, und sich dementsprechend auch nur Aussagen bezüglich dieser Fragestellung beantworten lassen. Z.B. ließe sich mit einer Serie aus allen sommerlichen Niederschlägen, die zur Entlastung führen, die mittlere sommerliche Mischwassereinleitung in ein Gewässer beschreiben. Aussagen über z.B. die Jahresbelastung des Gewässers wären nicht möglich. Ebenso wenig wäre eine Aussage über die jährliche Mischwasserbelastung der Kläranlage möglich. Es wäre noch nicht einmal eine Aussage über die sommerliche Mischwasserbelastung der Kläranlage möglich, da kleinere Regenereignisse, die nicht zu Entlastungen führen, nicht in der Reihe enthalten sind. (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989)

„Ein Regenspektrum wird aus einer Regenreihe entwickelt und soll das mittlere Niederschlagsgeschehen innerhalb eines Jahres oder einer Periode beschreiben“ (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989, 1443). Dazu wird die kontinuierliche Reihe in Einzelregen unterteilt und für jedes Niederschlagsereignis die summierte Höhe, die Dauer und die mittlere Spende errechnet. Anhand der Dauer und der mittleren Spende erfolgt eine Einteilung in Klassen. Für alle Ereignisse, die in eine Spenden-Dauerstufe fallen, wird lediglich ein Ereignis als Block oder Modellregen für die Berechnung verwendet. (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989)

„Bedingt durch die Auswertung geht bei ... Regenspektren ... jegliche Information über den zeitlichen Zusammenhang und über die tatsächliche Intensitätsverteilung [der Ereignisse] verloren. Des weiteren hat die gewählte Klasseneinteilung entscheidenden Einfluss auf die Ergebnisse“ (ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989, 1443). Die Trennung einzelner Regenereignisse ist ebenfalls schwierig zu definieren und kann zu Fehlern führen

### 2.3. Bedeutung der Langzeitsimulation

---

(ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 1989). Mit der Information über den zeitlichen Zusammenhang der Niederschläge geht auch die Information über die Anfangsbedingungen eines Ereignisses (siehe oben) verloren. Bei der integrierten Modellierung möglicherweise wichtige Aussagen über das Trockenwetterverhalten des Systems können nicht getroffen werden.

Die ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 (1989) beschreibt weiterhin Regencharakteristiken und Einzelregen, die jedoch mit deutlich mehr Informationsverlust behaftet sind als die beiden zuvor genannten Formen der Niederschlagsbelastung.

Alle statistischen Auswertungen, die zur Erstellung von Regenreihen oder Regenspektren gemacht werden, haben einen entscheidenden Nachteil: Es handelt sich um Statistiken des Regens. Diese stimmen jedoch i. d. R. nicht mit den Statistiken an den Stellen des Systems überein, die eigentlich Gegenstand der Untersuchung sind. Ein Regenereignis mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 1 in 5 Jahren kann zwar zu einem Entlastungsereignis mit derselben Auftretenswahrscheinlichkeit führen, muss es aber nicht und wird es in vielen Fällen auch nicht. ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 (1989, 1443) empfiehlt aufgrund dieser Problematik „erforderlichenfalls ... vergleichende Langzeitsimulationen an ausgewählten Beispielen“.

Werden in die Betrachtungen auch Probleme wie der Hochwasserschutz mit einbezogen, bei denen aufgrund des großen Schadenspotenzials auch Auftretenswahrscheinlichkeiten von 1 in 50 oder 1 in 100 Jahren von Bedeutung sind, wird deutlich, warum es sinnvoll sein kann, Regenreihen von 30 Jahren (wie in der vorliegenden Arbeit) oder noch längeren Zeiträumen zu simulieren.

Neben der im Vergleich zur Langzeitsimulation einer Regenreihe geringeren Aussagekraft der Ergebnisse, die mit Regenserien oder Regenspektren berechnet werden, ist der hohe Aufwand, der zur Erstellung der Regenserien bzw. Regenspektren notwendig ist, ein bedeutender Nachteil dieser Vorgehensweisen.

Aufgrund der beschriebenen Nachteile der anderen Vorgehensweisen hat sich die Langzeitsimulation von Regenreihen für die Bemessung von Entwässerungssystemen weitgehend durchgesetzt.

Im Kapitel 8.3.3 werden die Ergebnisse von 1-Jahressimulationen mit dem Ergebnis einer 30-Jahressimulation verglichen und der Vorteil der Langzeitsimulation bestätigt. Der Vergleich kommt zu dem Ergebnis, dass zur Identifizierung der Lösung, die im langjährigen zeitlichen Mittel die optimale Lösung darstellt, aufgrund der hohen zeitlichen Variabilität des Niederschlages eine Langzeitsimulation durchgeführt werden sollte.

Aufgrund der hohen Dynamik des Niederschlages und des Abflusses im Kanalnetz muss jedoch auch die Langzeitsimulation in einer hohen zeitlichen Auflösung durchgeführt werden, im Allgemeinen werden 5 Minuten empfohlen.

Daraus resultiert bei der Langzeitsimulation von Regenreihen im Vergleich zu den anderen Formen der Niederschlagsbelastung ein deutlich erhöhter Rechenaufwand. Dieser Nachteil hat dazu geführt, dass sich die Langzeitsimulation im Bereich der integrierten Simulation mehrerer Komponenten der Siedlungsentwässerung (z.B. Kanalnetz und Kläranlage) bisher noch nicht durchgesetzt hat (siehe Kapitel 2.4).

Es sei darauf hingewiesen, dass der Begriff Langzeitsimulation bzw. auf Englisch „long time simulation“ nicht klar definiert ist. Z. B. gebrauchen Vanrolleghem et al. (1996) bei einer Simulationszeit von einem Jahr und Schroeder et al. (2005) bei einer Simulationszeit von 50 Tagen den Begriff „long time simulation“. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird Langzeitsimulation analog zu ATV A 128 (1992) im Sinne von mindestens zehn Jahren gebraucht.

### **2.4 Forschungsbedarf und Besonderheiten der vorliegenden Arbeit**

#### **Langzeitsimulation**

In Kapitel 2.3 wurden die Vorteile der Langzeitsimulation von Regenreihen (Simulationszeitraum  $\geq 10$  Jahre) gegenüber anderen Verfahren der Niederschlagsbelastung dargestellt, die sich aus der hohen Variabilität und Dynamik des Niederschlages ergeben, die statistisch nur schwer zu erfassen ist. Zudem ist die statistische Auswertung der Regendaten aufwendig, und die an den Regendaten (Ursache) durchgeführte Statistik stimmt i. d. R. nicht mit der an den Berechnungsergebnissen (Wirkung) durchgeführten Statistik, die eigentlich von Interesse ist, überein. Aufgrund der hohen Dynamik des Niederschlages und des Abflusses im Kanalnetz muss auch die Langzeitsimulation in einer hohen zeitlichen Auflösung (5 Minuten) durchgeführt werden. Daher ergeben sich lange Rechenzeiten. Dieser Nachteil hat dazu geführt, dass die Langzeitsimulation in der integrierten Modellierung bisher nicht angewendet wurde.

Einzigste Ausnahme stellt die Arbeit von Schneider und Scholz (1998) dar, die 10 Jahre simulieren, allerdings ein sehr einfaches, statisches Kläranlagemodell verwenden. Thöle (1999) kommt jedoch zu dem Schluss, dass eine detaillierte, dynamische Kläranlagensimulation nötig ist, um die Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage abbilden zu können. Meirlaen (2002) kann die detaillierten hydraulischen Modelle für Kanalnetz und Gewässer erfolgreich durch vereinfachte hydrologische Ansätze ersetzen. Bezüglich der Kläranlage stellt er fest, dass eine Vereinfachung nicht möglich ist. Rauch et al. (1998) befassen sich mit den Minimalanforderungen an Modelle in Abhängigkeit von den Zielen einer Studie. Auch sie fordern eine biochemische dynamische Kläranlagensimulation. Allerdings räumen sie die Möglichkeit ein, auf die Prozesse des Stickstoffabbaus zu verzichten, wenn Ammonium nicht betrachtet werden soll, wie es

von Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996) gemacht wurde. Die letztgenannte Arbeit betrachtet immerhin einen Simulationszeitraum von einem Jahr.

Thöle (1999) betont die Notwendigkeit, dass das Modell an die reale Verfahrenstechnik angepasst ist und zumindest anhand von Messwerten der Eigenüberwachung, besser anhand gemessener Ganglinien überprüft wurde.

In der vorliegenden Arbeit wird eine kontinuierliche Langzeitsimulation über 30 Jahre mit einem Kläranlagenmodell durchgeführt, das den genannten Anforderungen genügt (ASM1, kalibriertes Modell).

Die Bedeutung der Langzeitsimulation kann in der vorliegenden Arbeit durch den Vergleich der 30-Jahressimulation mit 1-Jahressimulationen bestätigt werden.

### **Fremdwasser**

Regenwasser, das z.B. über Schachtabdeckungen oder Fehllanschlüsse in Schmutzwasserkanal des Trennsystems gelangt, kann sowohl die Kläranlage erheblich beeinträchtigen, als auch zur hydraulischen Überlastung von Kanal und Abwasserpumpwerken führen. Dennoch ist es allgemein übliche Praxis, das Fremdwasser über einen konstanten Fremdwasserzuschlag abzubilden. Da im betrachteten Einzugsgebiet Probleme bezüglich des Fremdwassers bestehen, war es notwendig, ein detailliertes Verfahren zur Modellierung des Fremdwassers zu entwickeln (siehe Kapitel 6.2).

### **Druckrohrleitungen**

Im betrachteten Einzugsgebiet wird das gesamte Abwasser über bis zu 30 km lange Druckrohrleitungen zur Kläranlage gepumpt. Dieses führt bei einsetzender Mischwasserförderung zu einer deutlichen Belastung der Kläranlage:

Da die Druckrohre gänzlich mit Abwasser gefüllt sind, erreicht die hydraulische Belastung sofort die Kläranlage. In den Druckrohrleitungen befindet sich aber (sofern nicht ein anderes Regenereignis vorausgegangen ist) noch Abwasser in Trockenwetterkonzentration. Daraus resultiert in Verbindung mit dem hohen Volumenstrom eine enormer Frachtstoß auf die Kläranlage. In dem in der vorliegenden Arbeit betrachteten Einzugsgebiet kann es bis zu 10 Stunden dauern, bevor das Mischwasser die Kläranlage erreicht.

Derzeit verfügbare hydraulische Kanalnetzmodelle können über eine Hilfskonstruktion Druckabflüsse mit einem Druck von einigen Metern Wassersäule, wie sie z.B. beim Einstau von Freispiegelkanälen auftreten, abbilden. Das Abbilden von Druckrohrleitungen, in denen mit hohen Drücken Abwasser gefördert wird, ist jedoch nicht möglich. Daher verwenden Schroeder et al. (2005) das frei verfügbare Programm EPANET

2 (EPA 2000), das ursprünglich für den Trinkwasserbereich entwickelt wurde. Das Programm erlaubt eine detaillierte Modellierung der Druckzustände im Rohrsystem, die jedoch im Rahmen der Fragestellung der vorliegenden Arbeit nicht erforderlich ist.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein eigener Baustein auf der Basis von MATLAB-Simulink entwickelt. Dieser Schritt vereinfacht die Modellverknüpfung deutlich, da diese Plattform auch für die Kläranlage, die Pumpwerke und die Echtzeitsteuerung der Pumpwerke verwendet wird. Außerdem ermöglicht diese Vorgehensweise, Steuerungsalgorithmen umzusetzen, die zwischen unterschiedlichen Förderwegen umschalten und die, wie in Kapitel 8.1.5.2 dargelegt wird, in der Lage sind, den Frachtstoß drastisch zu reduzieren.

### **Modellierung der Abwassertemperatur**

Die Abwassertemperatur hat einen entscheidenden Einfluss auf die Leistungsfähigkeit der Kläranlage, insbesondere auf die Nitrifikation. Dennoch beziehen lediglich Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996) eine Modellierung der Abwassertemperatur in Ihre Untersuchungen ein. Sie modellieren die Abwassertemperatur in der Kläranlage über eine Korrelation mit der Lufttemperatur und eine Wärmebilanz der Kläranlage. Ein durch kalte Mischwasserzuflüsse verursachter, plötzlicher Temperatureinbruch lässt sich damit jedoch nicht abbilden.

Daher wird in der vorliegenden Arbeit ein einfacher Ansatz zur Modellierung der Abwassertemperatur entwickelt, der Schmutz- und Regenwasser unterschiedliche Temperaturen zuweist und die Mischwassertemperatur über eine Mischungsrechnung im Kanal bestimmt (siehe Kapitel 6.5). Mit diesem Ansatz können gute Ergebnisse erzielt werden, dennoch bleibt weiterer Forschungsbedarf. Ein Vergleich der Simulationsergebnisse mit und ohne Modellierung der Abwassertemperatur (Kapitel 8.3.2) bestätigt die Wichtigkeit dieses Parameters.

### **Systematische Vorgehensweise**

Im Dezember des Jahres 2000 trat die EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, 2000) in Kraft, die eine integrierte, flusseinzugsgebietsweite Planung mit dem Ziel des „guten ökologischen Zustandes“ der Gewässer fordert. Über die Ziele der WRRL hinaus sind bei einer integrierten Planung weitere Ziele, wie z. B. der Hochwasserschutz zu berücksichtigen. Aufbauend auf die Arbeiten des Forschungsprojektes WSM300 (Leichtfuß et al. 2005; Peters et al. 2005) wird in der vorliegenden Arbeit eine Vorgehensweise entwickelt, anhand der der integrierte Planungsprozess – beginnend mit der Problemanalyse und Zieldefinition über die Entwicklung von Handlungsalternativen (Szenarien), deren Simulation und Evaluation – systematisiert wird (siehe Kapitel 3).

### Szenarienvergleich

Die Bewertung des Gewässers erfolgt nach der WRRL vor allem durch biologische Parameter (Zusammensetzung und Abundanz der Gewässerflora, der benthischen wirbellosen Fauna und der Fischfauna) und ergänzend durch hydromorphologische, physikalische und chemische Parameter. Es gibt Forschungsarbeiten, die sich mit der Modellierung der biologischen Parameter beschäftigen, wie z.B. Schneider (2001), der die Habitateignung von Gewässerabschnitten für Fische mithilfe hydraulischer Modellierung in Abhängigkeit von Gewässerstruktur und Strömung ermittelt. Von einer umfassenden Modellierung der biologischen Parameter sind jedoch auch diese Arbeiten noch weit entfernt – z.B. betrachtet Schneider (2001) nur „Momentaufnahmen“ des Gewässers, der zeitliche Verlauf der betrachteten Größen, ebenso wie der Einfluss chemischer Parameter bleiben unberücksichtigt. In DWA A 100 (2005) wird ausgeführt, dass eine „Bemessung von Anlagen der Siedlungsentwässerung für die typspezifischen biologischen Qualitätskomponenten und deren rechnerischer Nachweis ... mit heutigem Wissen [noch] nicht leistbar ...“ (DWA A 100 2005, S. 22) seien. Daher müssen für den Vergleich der Szenarien hydromorphologische, physikalische und chemische Parameter herangezogen werden, anhand derer darauf geschlossen werden kann, ob der „gute ökologische Zustand“ erreicht wird. Es wird deutlich, dass zu diesem Zweck die Betrachtung nur eines Kriteriums, wie z.B. der mittleren CSB-Gesamtemissionen nicht ausreicht.

Schneider und Scholz (1998), Milina et al. (1999), Thöle (1999), Meirlaen (2002), Erbe (2004) und Schroeder (2005) verwenden für den Vergleich der Szenarien die Gesamtemissionen von zwei oder mehr der folgenden Parameter: CSB, BSB<sub>5</sub>, TKN, NH<sub>4</sub>-N und P.

Milina et al. (1999) verwenden zusätzlich das Überlaufvolumen und Massenbilanzen.

Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996), Meirlaen (2002) und Erbe (2004) beziehen Ganglinien in den Vergleich der Szenarien ein.

Vanrolleghem et al. (1996) und Fronteau et al. (1996) verwenden zusätzlich Konzentrations-Dauer-Auftretenshäufigkeits-Grafen.

Einzig Milina et al. (1999) geben an, ein systematisches Verfahren zum Vergleich der Szenarien (die Kosten-Nutzen-Analyse) verwenden zu wollen.

Während der Szenarienvergleich bei nur einem Kriterium geradezu trivial ist, wird es mit zunehmender Anzahl der Kriterien immer schwieriger, einen Vergleich durchzuführen. Zwei oder drei mittlere Gesamtemissionen lassen sich für jedes Szenario noch relativ übersichtlich darstellen. Besonders schwierig jedoch wird es, wenn zusätzlich Ganglinien gegeneinander verglichen werden. Die Bewertung erfolgt dann meist verbalargumentativ über mehrere Seiten Text.

Gerade im Hinblick auf einen von der WRRL geforderten transparenten Planungsprozess unter Einbeziehung der Öffentlichkeit, bei dem die Ergebnisse vielen Interessensvertretern präsentiert und mit Ihnen diskutiert werden müssen, ist diese Art des Szenarienvergleichs daher äußerst ungünstig.

In der vorliegenden Arbeit erfolgt daher der Szenarienvergleich anhand des multi-kriteriellen Bewertungsverfahrens Belastungsanalyse, das vom Autor der vorliegenden Arbeit aus der Nutzwertanalyse (DVWK Materialien 1 1999; Eisenführ & Weber 1999; Peters et al. 2005) entwickelt und als Excel-Applikation umgesetzt wurde. Die Belastungsanalyse ermöglicht trotz der Verwendung mehrerer Kriterien (in der vorliegenden Arbeit 6) einen übersichtlichen und transparenten Vergleich der Szenarien. Darüber hinaus stellt sie interaktive Werkzeuge zur Sensitivitätsanalyse zur Verfügung, die eine Diskussion der Ergebnisse unterstützen.

## 3 Vorgehensweise

Leichtfuß et al. (2005; siehe auch Leichtfuß et al. 2003; Peters et al. 2003; Peters et al. 2004; Schröter 2004; Peters et al. 2005; Sieker et al. 2005) stellen fest, dass wasserwirtschaftliche Planungen oft nicht strukturiert genug angegangen werden. Oft werden Probleme isoliert betrachtet und nur eine oder wenige Maßnahmen zur Lösung des jeweiligen Problems in Betracht gezogen. Die Optimierung der Maßnahme erfolgt nur im Hinblick auf das eine betrachtete Problem. Dadurch werden bestenfalls Synergien vergeben, schlimmstenfalls werden Maßnahmen geplant und durchgeführt, die bezüglich anderer Ziele kontraproduktiv sind und die Gesamtsituation des Gewässers sogar verschlechtern können.

Daher ist es wichtig, sich zunächst ein möglichst vollständiges Bild der Ziele und Probleme im Einzugsgebiet zu machen und eine möglichst breite Palette von Maßnahmen in Betracht zu ziehen, um die Gesamtsituation zu verbessern.

Aufbauend auf die Arbeiten von Leichtfuß et al. (2005) wurde daher eine systematische Vorgehensweise entwickelt, in dessen Zentrum die Entscheidungsmatrix (Bild 1) steht, in der **unterschiedliche Szenarien** anhand **mehrerer, aus den Zielen abgeleiteter Kriterien** gegenübergestellt werden. Die Vorgehensweise wird im Folgenden dargestellt:

1. Problemanalyse und Zieldefinition (Kapitel 4)
2. Ausgehend von den Zielen werden Kriterien zum Vergleich der Szenarien festgelegt. Die Kriterien benennen die Zeilen der Entscheidungsmatrix (Kapitel 5.1).
3. Entwurf verschiedener Szenarien zur Verbesserung der Situation im Einzugsgebiet. Die Szenarien benennen die Spalten der Matrix (Kapitel 4.2, Kapitel 7).
4. Auswahl von Simulationsmodellen, mit denen die Szenarien abgebildet werden können und die in der Lage sind, Werte für die gewählten Vergleichskriterien zu berechnen (Kapitel 4). Wenn sich herausstellt, dass die gewählten Kriterien nicht, oder nur mit erheblichem Aufwand berechnet werden können, kann es erforderlich sein, andere Kriterien zu wählen, auch diese Kriterien müssen die Ziele widerspiegeln! (Kapitel 5.1 und 4)
5. Aufstellen und Kalibrieren des Modellsystems für den Ist-Zustand (Kapitel 6)
6. Detaillierte Ausarbeitung der Szenarien und Umsetzung in den Modellen (Kapitel 7)
7. Simulation der Szenarien und Aggregation zu den Werten der Kriterien (Kapitel 8.1 und 8.2)
8. Vergleich der Szenarien.

Nun liegt die ausgefüllte Matrix vor. Der Vergleich der Szenarien kann objektiv anhand der Werte der Kriterien, d.h. der quantifizierten Wirkungen der Szenarien erfolgen. Diskutiert man ohne die vorgestellte Systematik zu einem früheren

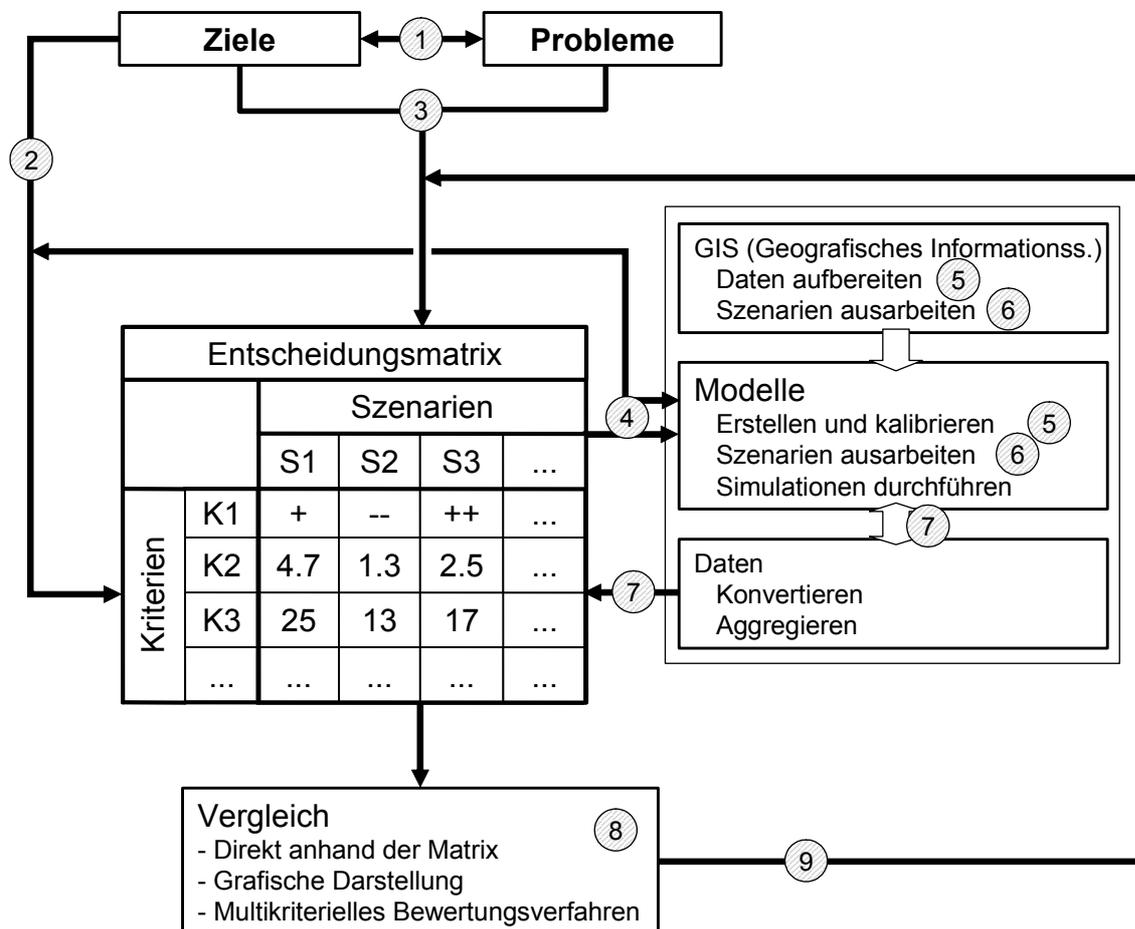
### 3. Vorgehensweise

Zeitpunkt über Szenarien, basierte diese Diskussion auf vermuteten Wirkungen und persönlichen Meinungen.

Dennoch kann es schwierig sein, eine bevorzugte Variante auszuwählen, da es das Szenario, das bezüglich aller Kriterien das beste ist, sehr wahrscheinlich nicht gibt, sondern die Szenarien spezifische Stärken und Schwächen aufweisen. Hier können multikriterielle Bewertungsverfahren bei der Entscheidungsfindung helfen (Beschreibung der Verfahren: Kapitel 5.2, Anwendung: Kapitel 8.2).

Darüber hinaus wird in der vorliegenden Arbeit eine grafische Darstellung aller Kriterien zum Vergleich verwendet (Kapitel 8.1).

9. Optimierung der Szenarien und Rückkehr zu Punkt 6, solange bis eine zufriedenstellende Lösung gefunden wurde (Kapitel 8.1 und 8.2)



**Bild 1: Systematische Vorgehensweise**

## 4 Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen

### 4.1 Beschreibung des Einzugsgebietes und der Probleme

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Einzugsgebiet (EZG) der Panke, das etwa 200 km<sup>2</sup> groß ist und sich im Nordosten Berlins befindet (Bild 2). Es liegt etwa je zur Hälfte in Berlin und Brandenburg. Die Panke entspringt bei Bernau und fließt in südwestliche Richtung durch die Geschiebelehm-geprägte Barnim-Hochfläche in das sandige Warschau-Berliner-Urstromtal. Der historische Verlauf mündete im Zentrum Ber-

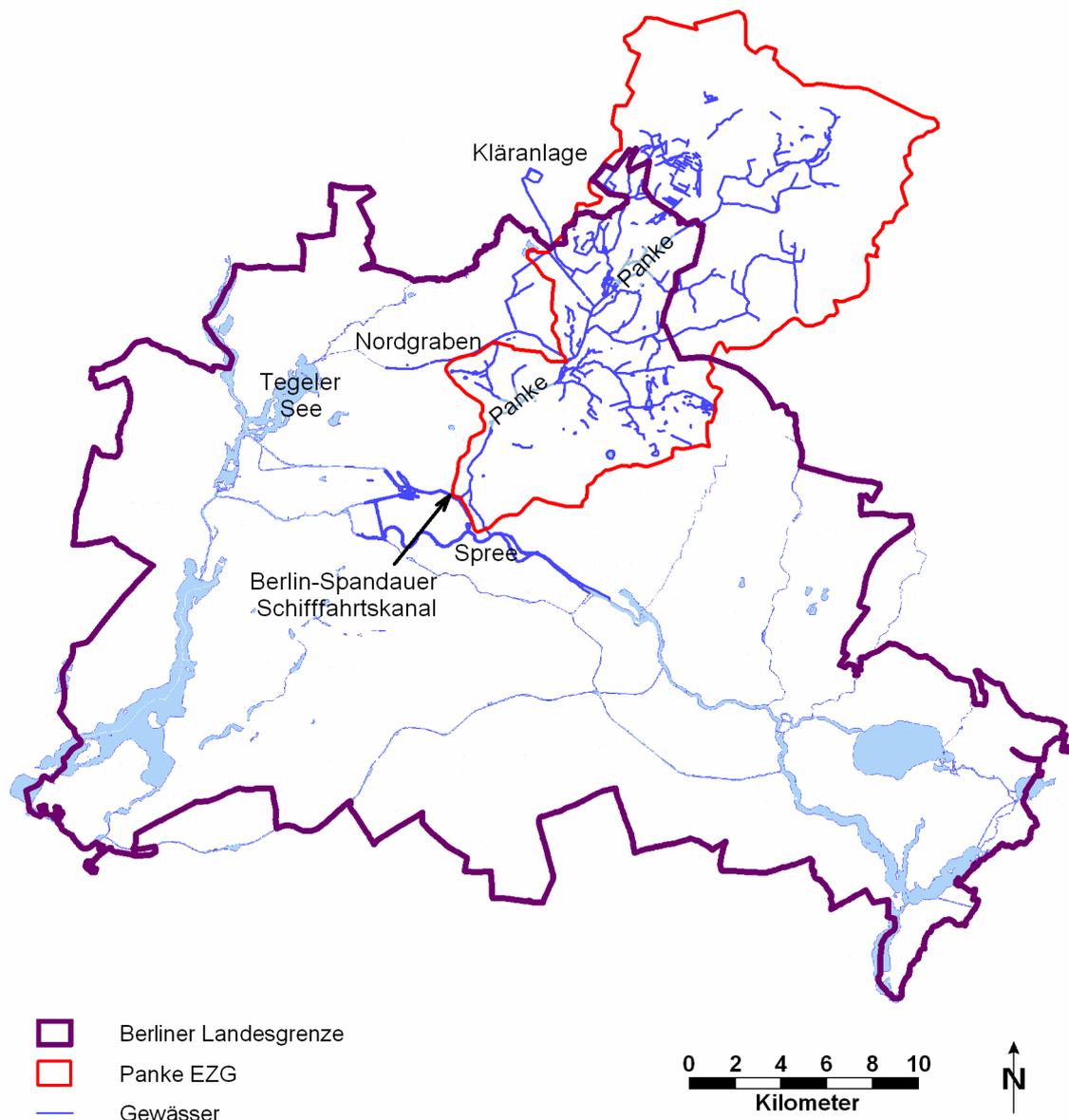


Bild 2: Lage der Panke im Großraum Berlin

#### 4. Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen

---

lins in die Spree (Bild 2). Heutzutage mündet die Panke unweit der alten Mündung in den Berlin-Spandauer Schifffahrtskanal (Bild 2), und nur ein sehr kleiner Teil des Abflusses fließt durch den historischen Verlauf, der lange Zeit gänzlich geschlossen war.

Die Panke wird morphologisch als sanddominierter Bach der jungglazialen Urstromtalniederungen bezeichnet. Vor der Besiedlung und Veränderung der Panke entstanden besonders im Ober- und Unterlauf der Panke in der Talau Moore, die extrem geringes Gefälle aufwiesen. Die Panke und ihre Aue wären im natürlichen Zustand unbewachsen, Bäume am Ufer gäbe es nicht. Der Fluss mäandrierte stark, die Dynamik des Abflusses wäre gering. Die heutigen Höhenunterschiede im Einzugsgebiet liegen bei 55 m (90 m auf der Barnimhochfläche und 35 m an der Mündung in die Spree).



**Bild 3: Panke in Berlin (unterhalb des Verteilerbauwerks)**

Während die Panke im Oberlauf noch viel unversiegeltes Einzugsgebiet aufweist, nimmt der urbane Charakter bis zur Mündung immer mehr zu. Im Laufe der Jahrhunderte wurde das Gewässer durch eine Vielzahl von Nutzungen z. T. stark in seinem Lauf verändert. Im Innenstadtbereich reicht die Bebauung häufig bis direkt an das Gewässer heran. Durch den hohen Versiegelungsgrad kommt es zu stark erhöhten Hochwasserabflüssen. Die dadurch notwendigen Befestigungsmaßnahmen haben zu einer weiteren starken strukturellen Degradierung der Panke geführt (Bild 3). Naturähnliche Verhältnisse gibt es nur noch im Oberlauf. Eine Gewässerstrukturgütekartierung

## 4.1. Beschreibung des Einzugsgebietes und der Probleme

---

(Böhme 1998) weist für die Panke über weite Strecken merklich bis stark geschädigte Bereiche aus (Klassen 5 und 6). Die erhöhten Hochwasserabflüsse führen zu hydraulischem Stress für die Biozönose (Ausschwemmung).

Zur Hochwasserentlastung des Panke-Unterlaufs wurde der Nordgraben (Bild 2) angelegt, mit dem die Panke in Blankenburg über ein Verteilerbauwerk regelbar verbunden ist, dennoch bleibt der Unterlauf hochwassergefährdet.

Der Nordgraben mündet in den Tegeler See (Bild 2). Vor der Mündung befindet sich die Oberflächenwasseraufbereitungsanlage (OWA) Tegel. Zur Sanierung des durch Eutrophierung gefährdeten Tegeler Sees, aus dem durch Uferfiltration Trinkwasser gewonnen wird, wird das zufließende Wasser hier entphosphatet. Um ausreichende Wassermengen für die Sanierung zu bekommen, wird das Verteilerbauwerk derzeit so betrieben, dass auch bei Trockenwetter ein großer Teil des Panke Abflusses über den Nordgraben zur OWA geleitet wird. Dies führt zu sehr geringen Niedrigwasserabflüssen im Unterlauf der Panke.

Diese Problematik wird durch die hohen Versiegelungsgrade im Einzugsgebiet verschärft. Da weniger Niederschlag versickert und auf diesem Wege verzögert dem Gewässer zugeführt wird, führen die hohen Versiegelungsgrade ebenfalls zu reduzierten Niedrigwasserabflüssen.

Die brandenburgischen Städte und ein großer Teil des Berliner Einzugsgebietes entwässern den Niederschlagsabfluss im Trennsystem in die Panke. Im Zentrum Berlins (etwa 10% des Einzugsgebietes) erfolgt die Entwässerung durch ein Mischsystem (Bild 4, S. 38).

In Berlin fließt das Schmutz- und Mischwasser zentralen Pumpwerken zu, von denen aus es über ein Druckrohrleitungsnetz zu den Klärwerken gefördert wird. Das Schmutz- und Mischwasser des Einzugsgebietes der Panke wird überwiegend in der Kläranlage Schönerlinde behandelt, die sich nördlich des Panke-Einzugsgebietes befindet (Bild 4, S. 38). Die Förderwege betragen bis zu 30 km. Da die Druckrohre gänzlich mit Abwasser gefüllt sind, erreicht die hydraulische Belastung bei einsetzender Mischwasserförderung sofort die Kläranlage. In den Druckrohrleitungen befindet sich aber noch Abwasser in Trockenwetterkonzentration und es kann bis zu 10 Stunden dauern, bevor das verdünnte Mischwasser die Kläranlage erreicht. Der hohe Volumenstrom führt in Verbindung mit den hohen Konzentrationen zu einer starken Belastung der Kläranlage.

Der Ablauf der Kläranlage wird über den Blankenfelder Graben und den Nordgraben zur OWA-Tegel geleitet (siehe auch Bild 9, S. 61).

Auf der Barnim-Hochfläche gibt es Wohngebiete, in denen nur ein Schmutzwasserkanal aber kein Regenkanal vorhanden ist. Dies ist ein Grund dafür, dass es Probleme mit Fremdwasser gibt, da Regenwasser z. B. über Schachtabdeckungen oder Fehlanlüsse in den Schmutzwasserkanal des Trennsystems gelangt. Das Fremdwasser kann zu einem

## 4. Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen

---

Überschreiten der Pumpwerkskapazität und damit verbunden Notauslässen in die Panke bzw. deren Nebenflüsse führen. Darüber hinaus kommt es zu einer erheblichen Mehrbelastung der Kläranlage.

Mischwasserentlastungen, Notauslässe und auch Regenwassereinleitungen führen zur stofflichen Belastung der Panke.

Die dargestellten Probleme im Panke-Einzugsgebiet werden im Folgenden zusammengefasst:

- Hydraulische und stoffliche Belastungen der Panke
  - durch Mischwasserüberläufe
  - aus dem R-Kanal des Trennsystems
  - durch Notauslässe aus dem S-Kanal des Trennsystems
- Erhöhte Hochwasserabflüsse
- Verminderte Niedrigwasserabflüsse
- Schlechte Strukturgüte der Panke
- Hohe Belastung der KA bei Mischwasserzufluss
  - Aus Mischsystemen
  - Regenwasser im S-Kanal
  - Frachtstoß durch Druckrohre

Die Ziele sind dementsprechend Verbesserungen bezüglich der Probleme.

### 4.2 Umfang der Untersuchungen

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit war es nicht möglich, jede potenziell interessante Systemkomponente im Modell abzubilden, da dies den Umfang gesprengt hätte. Daher musste eine Auswahl getroffen werden. Der Schwerpunkt der Arbeit wurde auf die Themen Mischwasser, Regenwasser im S-Kanal des Trennsystems und das Zusammenspiel zwischen Einzugsgebiet, Druckrohrleitungsnetz und Kläranlage gelegt. Dementsprechend besteht das Modell aus folgenden Komponenten:

- Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfrachtmodell
  - Hydrologisches Modell STORM (Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH 2003)
  - 7 Pumpwerkseinzugsgebiete, darunter
    - 2 Mischgebiete
    - 5 Trenngebiete
      - S-Kanal incl. detaillierter Modellierung des Fremdwassers
      - R-Kanal wird nicht abgebildet
  - Insgesamt werden im Modell abgebildet:
    - 243 109 Einwohner
    - 447 ha undurchlässige Fläche ( $A_u$ )

## 4.2. Umfang der Untersuchungen

- Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke
  - Selbst entwickelte Module für MATLAB-Simulink
- Kläranlage
  - Software: SIMBA
  - Vorklärung: Modell von Otterpohl et al. (1994)
  - Belebung: ASM1 (Henze et al. 1987; ifak system 2001), Nitrifikation und Denitrifikation, insgesamt 8 volldurchmischte Reaktoren
  - Nachklärung: 3-Schichten-Modell SIMBA NK3S (ifak system 2001)
  - Eigener Ansatz für die P-Modellierung

Das Gewässer wird nicht im Modell abgebildet. Die Verknüpfung der Modelle erfolgt über Aus- und Eingabedateien. Da es im betrachteten Einzugsgebiet und bei den betrachteten Szenarien keine Rückkopplung zwischen den einzelnen Modellen gibt, ist dieses Vorgehen ohne Einschränkung zulässig.

Das gesamte Berliner System besteht aus sechs Kläranlagen und einem dementsprechend umfangreichen Druckrohrleitungsnetz. Eine Modellierung des gesamten Systems war im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht möglich. Daher wurde lediglich

Problem	Abbildung im Modell
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hydraulische und stoffliche Belastungen der Panke               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ durch Mischwasserüberläufe</li> <li>○ aus dem R-Kanal des Trennsystems</li> <li>○ durch Notauslässe im Trennsystem</li> </ul> </li> <li>• Erhöhte Hochwasserabflüsse</li> <li>• Verminderte Niedrigwasserabflüsse</li> <li>• Schlechte Strukturgüte der Panke</li> <li>• Hohe Belastung der KA bei Mischwasserzufluss               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ aus Mischsystemen</li> <li>○ Regenwasser im S-Kanal</li> <li>○ Frachstoß durch Druckrohre</li> </ul> </li> </ul>	<p>abgebildet</p> <p>nicht abgebildet</p> <p>abgebildet</p> <p>z. T. abgebildet, sofern durch Mischwasserüberläufe und Notauslässe verursacht</p> <p>nicht explizit abgebildet, es werden jedoch Szenarien betrachtet (Regenwasserver-sickerung), die einen positiven Einfluss auf die Niedrigwasserabflüsse haben</p> <p>Es werden keine Szenarien zur Verbesserung der Strukturgüte betrachtet, die betrachte Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastungen ist in vielen Bereichen jedoch Voraussetzung für eine Verbesserung der Gewässerstruktur.</p> <p>abgebildet</p> <p>abgebildet</p> <p>abgebildet</p>

**Tabelle 1: In der vorliegenden Arbeit untersuchte Probleme**

#### 4. Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen

die Kläranlage Schönerlinde, die den größten Teil des Abwassers aus dem Panke-Einzugsgebiet behandelt, abgebildet. Die abgebildeten Mischgebiete fördern nur z.T. nach Schönerlinde, wurden aber im Rahmen der Arbeit (über real vorhandene Leitungen) mit der Kläranlage verbunden, um das Zusammenspiel von Einzugsgebiet, Druckrohrleitungen und Kläranlage abbilden zu können. Die modellierten Pumpwerkeinzugsgebiete bilden in der Summe  $\approx 37\%$  der Einwohner und  $\approx 33\%$  der versiegelten Flächen des Einzugsgebietes der Kläranlage Schönerlinde ab. Daher wird der Zufluss zur Kläranlage im Modell mit dem Faktor  $1/0,37$  heraufskaliert und der Kläranlagenablauf mit dem Faktor  $0,37$  herunterskaliert. Die Auswahl der abgebildeten Pumpwerkseinzugsgebiete und ihre Verbindung mit der Kläranlage durch das Druckrohrleitungsnetz sind in Kapitel 4.3 detailliert beschrieben.

Mit dem beschriebenen Modellsystem können von den in Kapitel 4.1 beschriebenen Problemen die in Tabelle 1 dargestellten Probleme abgebildet und untersucht werden.

Zur Lösung der Probleme werden die in Tabelle 2 dargestellten Maßnahmen betrachtet, die in Kapitel 7 ausführlich beschrieben werden.

Maßnahmen	Ziele
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bau von Speichern im Trennsystem</li>   <li>• Urinseparation</li>   <li>• Abkopplung versiegelter Flächen vom Kanal und Versickerung des Regenwassers</li>   <li>• Globale Echtzeitsteuerung der Abwasserpumpwerke: <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Fördermengensteuerung zur optimalen Speicherauslastung (Speicherauslastungsszenarien)</li> <li>○ Förderwegsteuerung (Überholspurszenarien)</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vermeidung von Notauslässen und den damit verbundenen stofflichen und hydraulischen Gewässerbelastungen</li>   <li>• Reduktion der Kläranlagenbelastung, insbesondere bei Mischwasserzufluss</li>   <li>• Reduktion der stofflichen Gewässerbelastungen aus Mischwasserüberläufen, Notauslässen und Kläranlage</li>   <li>• Reduktion der hydraulischen und stofflichen Gewässerbelastungen aus Mischwasserüberläufen, Notauslässen und Kläranlage</li>   <li>• Reduktion der Kläranlagenbelastung bei Mischwasserzufluss</li>   <li>• Reduktion der hydraulischen und stofflichen Gewässerbelastungen aus Mischwasserüberläufen, Notauslässen und Kläranlage</li>   <li>• Reduktion des Frachtstoßeffektes bei Mischwasserzufluss</li> </ul>

**Tabelle 2: Betrachtete Maßnahmen**

Um auch die in Tabelle 1 rot bzw. orange dargestellten Punkte in die Untersuchung einzubeziehen, wäre es wünschenswert, die vorliegende Arbeit fortzuführen und das gesamte Panke-Einzugsgebiet inklusive Gewässer zu modellieren. Aus dem WSM300-Projekt (Leichtfuß et al. 2005) liegen dazu bereits weitere Modellkomponenten vor (siehe Ausblick, Kapitel 9.3).

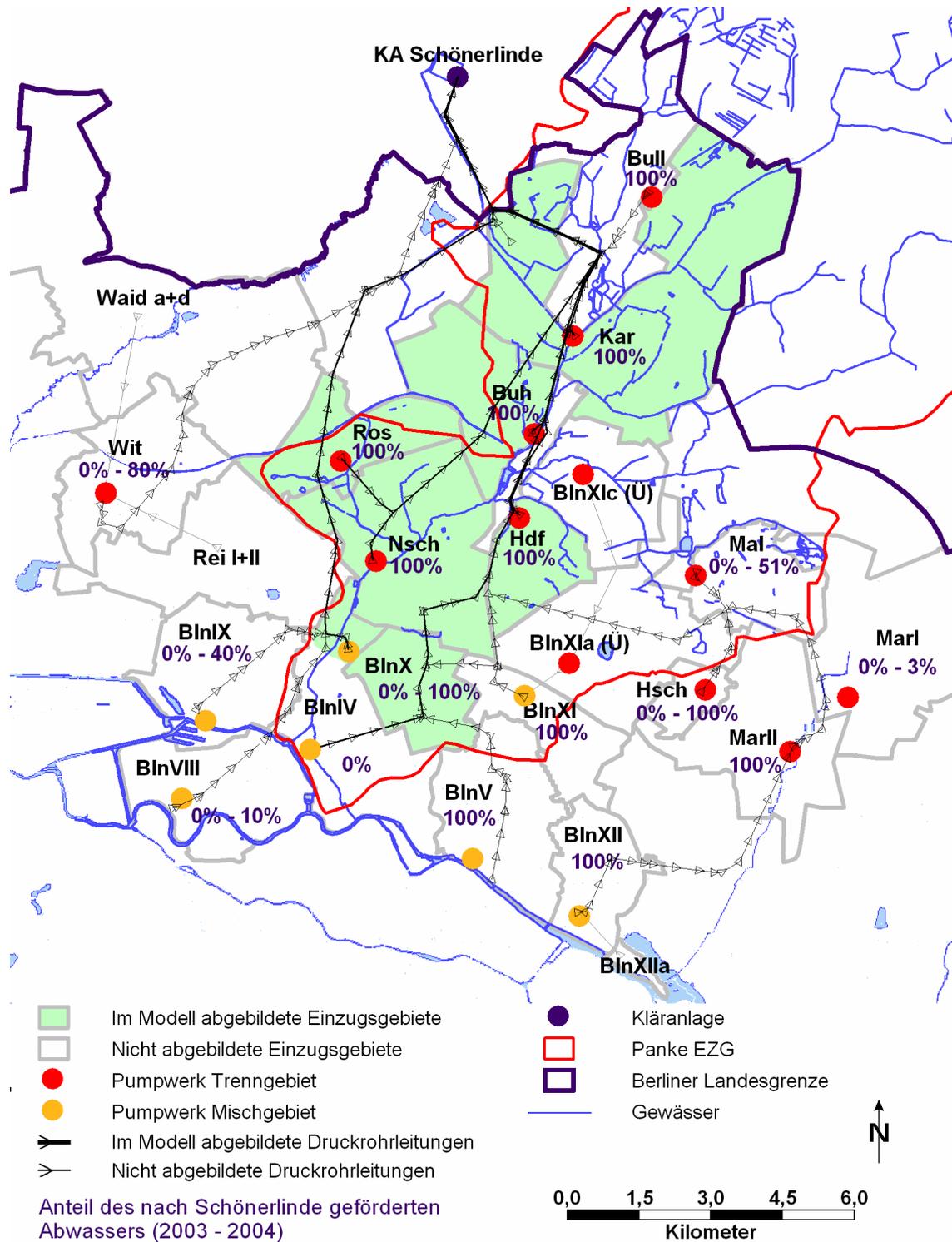
### **4.3 Definition des Betrachtungsraumes**

Das Abwasser-Druckrohrleitungsnetz (ADL-Netz) stellt das Bindeglied zwischen dem Einzugsgebiet und der Kläranlage dar. In Bild 4 ist das Druckrohrleitungsnetz zur Kläranlage Schönerlinde abgebildet. Der überwiegende Anteil des Abwassers aus dem Panke-Einzugsgebiet wird zur Kläranlage Schönerlinde gefördert. Einige der Pumpwerke besitzen mehr als ein Förderziel (Leitungen nicht dargestellt), sodass sie nur einen Anteil des ihnen zufließenden Abwassers nach Schönerlinde fördern. Im Rahmen der Arbeit war eine Anpassung des Systems nötig, da nicht alle Pumpwerke im Modell abgebildet werden konnten. Auf der anderen Seite sollte das Pumpwerk Berlin IV, dessen Einzugsgebiet in Teilen Mischwasserüberläufe in die Panke verursacht, aber im betrachteten Zeitraum nicht nach Schönerlinde fördert, an die Kläranlage angeschlossen werden (über eine real vorhandene Leitung). Nur so würde es möglich sein, die Auswirkungen von Szenarien im Einzugsgebiet auf die Kläranlage zu berücksichtigen.

Ziel der Anpassung war es, ein System zu erzeugen, welches mit dem realen System vergleichbar ist. Dazu wurde eine Abschätzung der an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner und versiegelten Flächen vorgenommen, die in Tabelle 3 dargestellt ist. Demnach werden im Einzugsgebietsmodell etwa 36% der angeschlossenen Einwohner und etwa 30% der abflusswirksamen befestigten Fläche dargestellt. Für die Modellierung der Mischgebiete Berlin X und Berlin IV wurde eine andere Datengrundlage verwendet, als für den Rest des Einzugsgebietes (siehe Tabelle 3, unten). Verwendet man für die Einwohnerzahlen und die versiegelten Flächen die gleiche Datengrundlage, so kommt man zu dem Ergebnis, dass (ebenfalls) 36% der Einwohner und 33% der versiegelten Flächen im Modell abgebildet werden.

Das Mischgebiet Berlin X erzeugt Mischwasserüberläufe in die Panke und in die Spree. Der größere Teil des Einzugsgebietes (~60%) verursacht Mischwasserüberläufe in die Panke. Zudem liegen die Mischwasserüberläufe in die Panke im unteren Teil des Einzugsgebietes und sind somit vom oberen Teil des Einzugsgebietes, der Überläufe in die Spree verursacht, beeinflusst (siehe auch Bild 24, S. 90). Daher wird Berlin X komplett im Modell abgebildet.

#### 4. Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen



**Bild 4: Druckrohrleitungsnetz nach Schönerlinde und im Modell abgebildete Pumpwerke**

Das Mischgebiet Berlin IV verursacht ebenfalls Mischwasserüberläufe in die Panke und die Spree. Allerdings verursachen nur etwa 25% des Einzugsgebietes Mischwasserüberläufe in die Panke. Zudem liegen diese im oberen Teil des Einzugsgebietes, sodass sie vom Rest des Einzugsgebietes unbeeinflusst sind (siehe auch Bild 25, S. 90). Daher

### 4.3. Definition des Betrachtungsraumes

---

wird nur der Teil des Einzugsgebietes abgebildet, der Mischwasserüberläufe in die Panke verursacht. Für das Pumpwerk bestehen zwei Fördermöglichkeiten: über den linken Strang, an den auch das Pumpwerk Berlin X angeschlossen ist oder über den rechten Strang, an den das Pumpwerk Berlin V angeschlossen ist. Um dem realen System möglichst nahe zu kommen, fördert das Pumpwerk Berlin IV im Modell über den rechten Strang, um wenigstens einen Teil der Fördermengen des Pumpwerkes Berlin V, das in der Realität nach Schönerlinde fördert, aber im Modell nicht abgebildet wird, zu ersetzen.

Alle anderen Mischgebiete erzeugen keine Mischwasserüberläufe in die Panke und werden daher nicht abgebildet.

Es werden die Trenngebiete Buchholz (Buh), Heinersdorf (Hdf), Karow (Kar), Niederschönhausen (Nsch), Rosenthal (Ros) im Modell abgebildet, die im Panke-Einzugsgebiet liegen. Das Pumpwerk Buch II (Bu II) wird nicht abgebildet, da es nur 0,04% der Einwohner im Einzugsgebiet der Kläranlage Schönerlinde ausmacht. Da das Mischgebiet Berlin XI nicht abgebildet wird, werden die Trenngebiete Berlin XIc und XIa, die in das Gebiet Berlin XI entwässern, ebenfalls nicht abgebildet.

Der Nordwestliche Strang des Druckrohrleitungsnetzes, der vom Pumpwerk Wittenau (Wit) kommt, entwässert keine Einzugsgebiete, die im Panke-Einzugsgebiet liegen. Daher wird er nicht im Modell abgebildet.

Der südöstliche Strang, der vom Mischwasserpumpwerk Berlin XII kommt, entwässert mit Ausnahme des Pumpwerkes Malchow (Mal) keine Einzugsgebiete, die im Panke-Einzugsgebiet liegen.

Um im Modell der Kläranlage ein ähnliches Verhältnis von Mischwasserzufluss zu Trockenwetterzufluss zu erhalten wie in der Realität, ist es nicht sinnvoll, weitere Trenngebiete an das Modell anzuschließen. Denn bereits im beschriebenen Zustand werden 37% der Einwohner aber nur 30% bzw. 33% der abflusswirksamen versiegelten Flächen abgebildet.

Daher wird der gesamte südöstliche Strang, der vom Mischwasserpumpwerk Berlin XII kommt, mit allen angeschlossenen Pumpwerken nicht abgebildet.

Eine Kalibrierung der Zuflussmengen zur Kläranlage (siehe Kapitel 6.3) ergab, das 37,4% des Zuflusses zur Kläranlage abgebildet werden. Dies stimmt genau mit dem in Tabelle 3 ermittelten Anteil der abgebildeten Einwohner überein. Im Modell wird der Zufluss zur Kläranlage mit dem Faktor  $1/0,374$  heraufskaliert und der Kläranlagenablauf mit dem Faktor  $0,374$  herunterskaliert.

Der Anteil der im Modell abgebildeten abflusswirksamen versiegelten Flächen ist mit 33% etwas geringer, als der Anteil der abgebildeten Einwohner. Da aber der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage ohnehin auf die zweifache Trockenwetterspitze

#### 4. Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen

( $Q_M = 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) begrenzt ist, hat dieser Unterschied auf die Kläranlage nur geringen Einfluss.

Pumpwerk	System	EW	Befest. Fläche $A_{E,b}$ [ha]	Abfluss-wirks. Fläche $A_u$ [ha]	Realität (Abschätzung)					Modell				
					Nach Sde	EW	Abfluss-wirks. Fläche $A_u$ [ha]	Nach Sde	EW	Abfluss-wirks. Fläche $A_u$ [ha]				
Ros	Trenn	15580	185	11	1	15.580	2%	11	1%	1	15.580	2%	11	1%
Buh	Trenn	18779	175	8	1	18.779	3%	8	1%	1	18.779	3%	8	1%
Kar	Trenn	33231	366	12	1	33.231	5%	12	1%	1	33.231	5%	12	1%
Bull	Trenn	243	7	0	1	243	0%	0	0%	0	0	0%	0	0%
Nsch	Trenn	84980	549	24	1	84.980	13%	24	2%	1	84.980	13%	24	2%
Hdf	Trenn	6339	174	10	1	6.339	1%	10	1%	1	6.339	1%	10	1%
BlnXlc (Ü)	Trenn	4329	125	6	1	4.329	1%	6	0%	0	0	0%	0	0%
BlnXla (Ü)	Trenn	49291	490	25	1	49.291	7%	25	2%	0	0	0%	0	0%
BlnXI	Misch	47004	288	245	1	47.004	7%	245	16%	0	0	0%	0	0%
BlnIV, gesamt	Misch	106317	572											
BlnIV, Modell	Misch	15951	91	91	0	0	0%	0	0%	1	15.951	2%	91	6%
BlnIV, Rest	Misch	31053	481	481	0	0	0%	0	0%	0	0	0%	0	0%
BlnX	Misch	68249	290	290	1	68.249	10%	290	19%	1	68.249	10%	290	19%
BlnV	Misch	88151	547	465	1	88.151	13%	465	31%	0	0	0%	0	0%
BlnXII+XIIa	Misch	65735	364	309	1	65.735	10%	309	21%	0	0	0%	0	0%
MarII	Trenn	28345	585	29	1	28.345	4%	29	2%	0	0	0%	0	0%
Mal	Trenn	56783	204	10	0,25	14.196	2%	3	0%	0	0	0%	0	0%
Hsch	Trenn	11284	78	4	1	11.284	2%	4	0%	0	0	0%	0	0%
Wit	Trenn	26664	411	21	0,4	10.666	2%	8	1%	0	0	0%	0	0%
BlnIX (TW)	Misch	71893			0,25	17.973	3%	0	0%	0	0	0%	0	0%
BlnIX (RW)	Misch		262	223	0	0	0%	0	0%	0	0	0%	0	0%
BlnVIII	Misch	74689	506	430	0,05	3.734	1%	22	1%	0	0	0%	0	0%
Rei I+II	Trenn	77867	512	26	0,4	31.147	5%	10	1%	0	0	0%	0	0%
Waid a+d	Trenn	87405	674	34	0,4	34.962	5%	13	1%	0	0	0%	0	0%
Bernau + Umland	Trenn	40000			1,0	40.000	6%	0	0%	0	0	0%	0	0%
						<b>674.218</b>	<b>100%</b>	<b>1.496</b>	<b>100%</b>		<b>243.109</b>	<b>36%</b>	<b>447</b>	<b>30%</b>

(33%)

Datengrundlage:

Pumpwerkseinzugsgebiete des Abwasserbeseitigungsplans (SenStadtUmT 1999), mit folgender Änderung: Pumpwerk Buch I ist seit April 1999 außer Betrieb und das dazugehörige Einzugsgebiet entwässert im Freigefälle zum Pumpwerk Karow.

Einwohnerzahlen und befestigten Flächen der Mischgebiete Berlin X und Berlin IV aus bpi (1997) und bpi (2002). Für die anderen Einzugsgebiete: Einwohnerzahlen des digitalen Umweltatlases (SenStadt 2005), befestigte Flächen aus den fachlichen Ausarbeitungen zum STEP Teil II (Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH 1999). Anteil der abflusswirksamen Fläche der Trenngebiete: abgebildete aus Kalibrierung (siehe Kapitel 6.2.1.1), nicht abgebildete 5%.

Anteil des Abwassers, der in der Realität nach Schönerlinde gefördert wird: Abschätzung auf Grundlage der Fördermengen 2003 - 2004 (siehe Kapitel 6.1).

**Tabelle 3: Abschätzung des Anteils der im Modell an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner und versiegelten Flächen**

Anhand einer Überschlagsrechnung wird in Bild 5 das Frachtstoßverhalten des modellierten Systems mit dem des realen Systems verglichen. Grundlage für die Berechnung waren die undurchlässigen Flächen  $A_u$  und Förderanteile zur Kläranlage Schönerlinde aus Tabelle 3, die Volumina der Druckrohrleitungen und der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage ( $Q_M = 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ). Es wurde angenommen, dass die Kläranlage mit  $Q_M$  beschickt wird und sich die gesamte Fördermenge proportional zu  $A_u$  auf die Pumpwerke verteilt. Aus den so ermittelten Fördermengen der einzelnen

### 4.3. Definition des Betrachtungsraumes

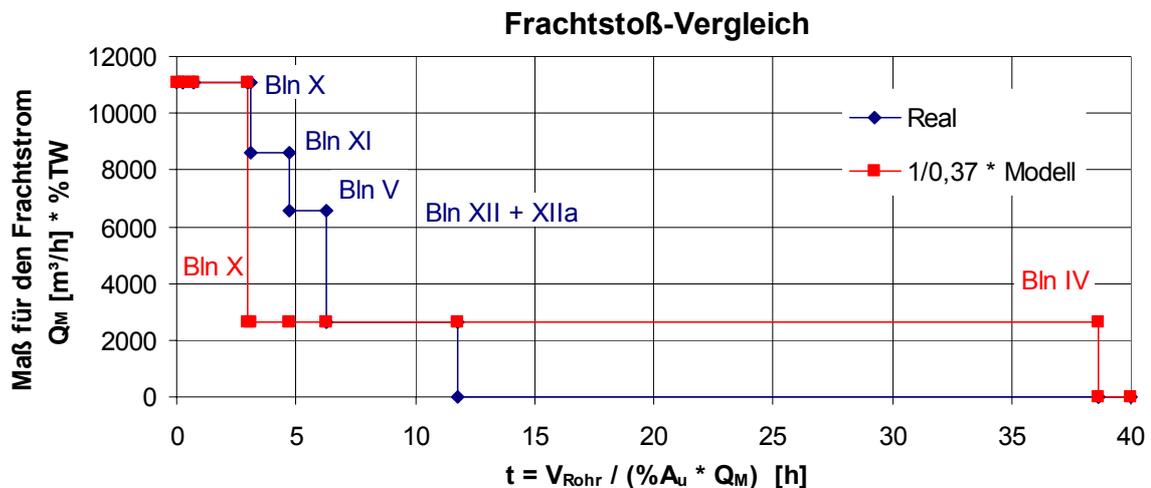
Pumpwerke lassen sich die Durchflusszeiten der Rohre bestimmen. Aus den Durchflusszeiten wurde für alle Knotenpunkte des Druckrohrleitungsnetzes und für die Kläranlage ermittelt, wie groß der Mischwasseranteil in Abhängigkeit von der Zeit ist.

In Bild 5 ist auf der x-Achse die Zeit dargestellt. Auf der y-Achse ist als Maß für den Frachtstoß das Produkt aus  $Q_M$  und dem Anteil des Trockenwetterabflusses (der in den Druckrohrleitungen gespeichert war) am Zufluss dargestellt. Der Wert 0 bedeutet, dass der Kläranlage 100% Mischwasser zufließen.

In die vereinfachte Betrachtung sind nur die Mischwasserpumpwerke eingegangen. Regenabfluss im S-Kanal des Trennsystems wurde nicht berücksichtigt.

Die Stufen in den Grafen markieren Zeitpunkte, an denen das Mischwasser eines Pumpwerkes die Kläranlage erreicht. Man sieht, dass das Mischwasser aus Berlin X im realen System und im Modell gleichzeitig (nach etwa 3 h) an der Kläranlage ankommt. Im Modell macht Berlin X jedoch einen viel größeren Anteil der versiegelten Fläche aus, sodass es zu einer deutlich stärkeren Verdünnung kommt, wohingegen im realen System die Verdünnung erst nach und nach einsetzt, wenn das Mischwasser weiterer Pumpwerke an der Kläranlage ankommt. Etwa 3 h lang fließt der Kläranlage im Modell stärker verdünntes Wasser zu als im realen System. Dann folgen etwa 6 h, in denen das Abwasser im Modell und im realen System gleich stark verdünnt sind, danach ist die Verdünnung im realen System stärker, bis nach weiteren 17 h das Mischwasser aus Berlin IV (Einzugsgebiet nur anteilig abgebildet, daher geringe Fördermengen) an der Kläranlage ankommt.

Das Frachtstoßverhalten der Systeme ist also durchaus ähnlich. Im Modell wird anfangs ein stärkerer Rückgang der Konzentration vorhergesagt, als im realen System, dafür dauert es länger, bis der Kläranlage ausschließlich Mischwasser zufließt.



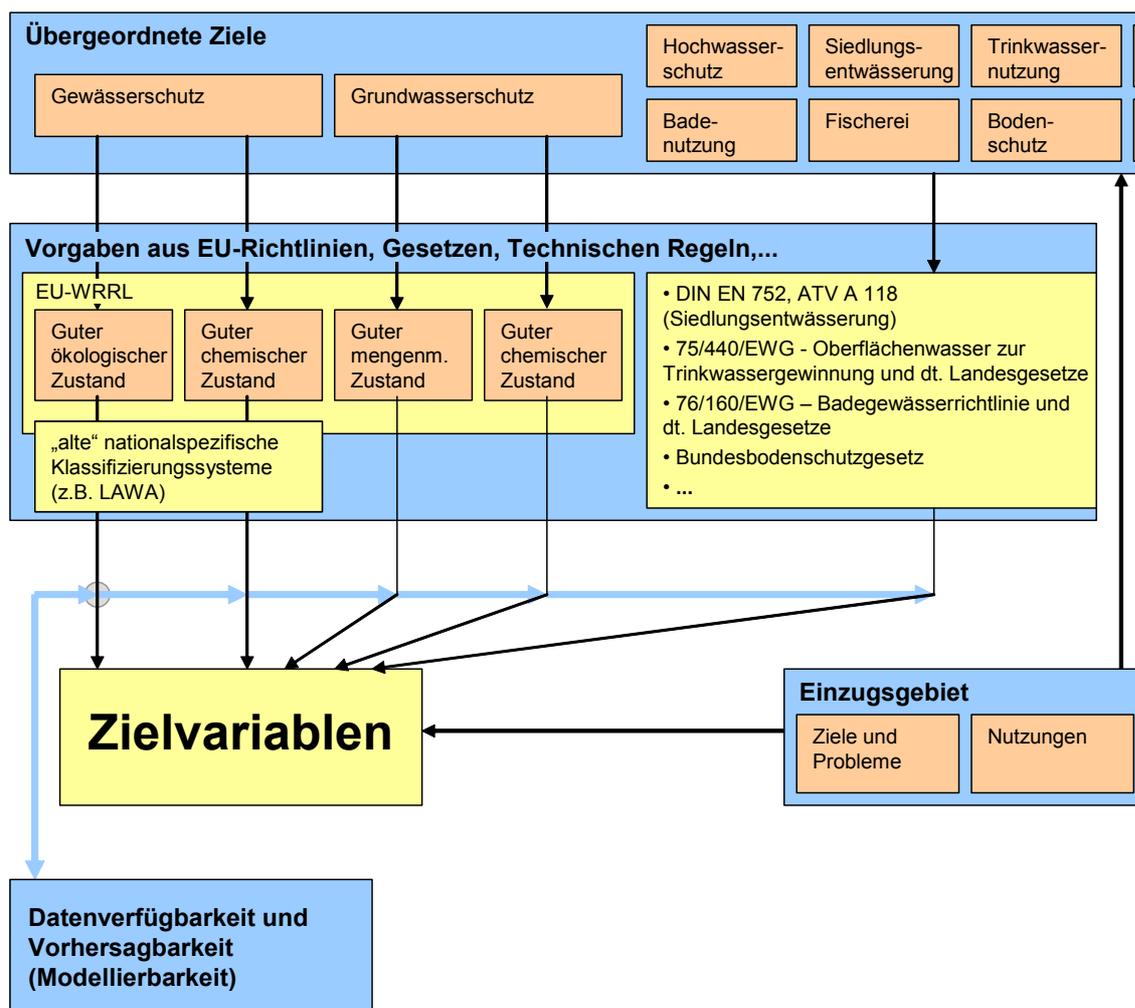
**Bild 5: Vergleich des Frachtstoßverhaltens von realem und modelliertem System**

## 5 Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien

### 5.1 Kriterien zum Vergleich der Szenarien

#### 5.1.1 Allgemeine Vorgehensweise

In Kapitel 3 ist dargestellt, dass es notwendig ist, sich am Anfang einer Planung ein möglichst vollständiges Bild über die Ziele und Probleme im Einzugsgebiet zu machen. „Um ... verschiedene Maßnahmen bezüglich der Ziele vergleichen zu können, muss der Erfolg der Maßnahmen messbar gemacht werden“ (Peters & Mühleck 2005, S. 4). Dazu müssen die Ziele auf konkrete Kriterien heruntergebrochen werden (Peters & Mühleck 2005).



Quelle: Peters & Mühleck 2005

**Bild 6: Entwicklung von Kriterien zum Vergleich von Szenarien**

## 5.1. Kriterien zum Vergleich der Szenarien

---

Peters und Mühleck (Peters et al. 2004; Peters & Mühleck 2005; Peters et al. 2005) entwickeln eine Vorgehensweise zur Festlegung der Kriterien (= Zielvariablen), die in Bild 6 dargestellt ist:

Es wird „... von den übergeordneten, allgemeinen Zielsetzungen (z. B. Gewässerschutz, Grundwasserschutz, Hochwasserschutz, Siedlungsentwässerung, Trinkwassergewinnung, Badenutzung, Fischerei, Bodenschutz, ...) ausgegangen. Diese hängen teilweise von den Nutzungen im Einzugsgebiet ab. Viele dieser übergeordneten Ziele werden durch EU-Richtlinien (insbesondere die EU-Wasserrahmenrichtlinie – EU-WRRL), Gewässer-Klassifizierungssysteme (z. B. der LAWA-Gewässergüte), Gesetze und technische Regelwerke (z. B. DIN-EN, ATV-Arbeitsblätter) näher spezifiziert“ (Peters & Mühleck 2005, S. 4).

„Zur Bewertung des guten ökologischen Zustandes der Gewässer ist insbesondere die EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) von Bedeutung. Sie erfolgt dort vor allem durch biologische Parameter (Zusammensetzung und Abundanz der Gewässerflora, der benthischen wirbellosen Fauna und der Fischfauna). Diese lassen sich jedoch nur sehr schlecht vorhersagen (modellieren), was sie für den Einsatz in der Planung eher ungeeignet macht. Daher werden stellvertretend hydraulische, physikalisch-chemische und morphologische Zielvariablen entwickelt. Wenn diese Zielvariablen gute Werte aufweisen, ist das Erreichen des guten ökologischen Zustandes sehr wahrscheinlich. Die EU-WRRL sieht entsprechende Größen als Ergänzung zur biologischen Bewertung ebenfalls vor“ (Peters & Mühleck 2005, S. 4).

Anhand dieser Vorgehensweise entwickeln Peters und Mühleck (2005) ausgehend von drei Fallstudien einen „Zielvariablenkatalog“ (= Kriterienkatalog). Dabei legen sie zum einen Wert darauf, „eine möglichst kompakte Auswahl aus der Vielzahl möglicher Zielvariablen zu treffen“ (Peters & Mühleck 2005, S. 5). Zum Anderen legen sie Wert auf einen möglichst vollständigen Rahmen, d. h., es sollen keine wichtigen Ziele vernachlässigt werden. Daher nehmen sie auch Kriterien in den Katalog auf, die im Rahmen des Projektes nicht angewendet werden, da ihre Modellierung zu aufwendig wäre.

### 5.1.2 Kriterien der vorliegenden Arbeit

In Kapitel 4 wurde das betrachtete Einzugsgebiet vorgestellt, die bestehenden Probleme und Ziele herausgearbeitet und der Umfang der Untersuchungen dargestellt. Für diesen konkreten Anwendungsfall werden nun Kriterien entwickelt, die in der Lage sind, die Probleme und Ziele zu repräsentieren und die von den Modellen berechnet werden können.

Schilling et al. (1997) und darauf aufbauend BWK Arbeitsgruppe 2.3 (1999) stellen Gewässerbelastungen durch die Siedlungswasserwirtschaft zusammen, die in Tabelle 4

## 5. Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien

dargestellt sind. Die Belastungen sind nach dem Zeithorizont gegliedert. Es gibt akute Belastungen, wie z. B. die Abflussspitzen im Gewässer, die zu hydraulischem Stress für die Biozönose (Ausschwemmung) führen oder Ammoniumeinleitungen, die aufgrund des chemischen Gleichgewichtes zwischen ungiftigem Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) und giftigem Ammoniak ( $\text{NH}_3^+$ ) zu akuten Vergiftungen z. B. der Fische führen können. Andere Belastungen treten verzögert auf, wie z. B. die Sauerstoffzehrung im Sediment. Ferner gibt es Belastungen, die akkumulativ im Gewässer wirken, wie z. B. die Einleitung von Nährstoffen, die zur Eutrophierung führt.

Zeithorizont	Wirkungsweise	Gewässerbelastung
Akut (Stunden)	hydraulisch	Abfluss, Sohlschubspannung, Sohlerosion
	chemisch	Toxische Substanzen ( $\text{NH}_3$ )
	physikalisch	Schwebstoffe
	biochemisch	Sauerstoffmangel im Wasser und Sediment
	hygienisch	Bakterien, Viren
	ästhetisch	Schwimmstoffe, Geruch
Verzögert (Tage)	hydraulisch	Sohlbewegung /-erosion
	chemisch	toxische Substanzen ( $\text{NH}_3$ , $\text{NO}_2^-$ )
	biochemisch	Sauerstoffzehrung im Sediment
	Hygiene	Bakterien, Viren
	ästhetisch	Schwimmstoffe, Abfall, Öl
Akkumulierend (Wochen, Jahre)	hydrologisch	Abflussregime, Morphologie
	chemisch	Schwermetalle, persistente organische Stoffe, anorganische und organische Sedimente
	biochemisch	Sauerstoffzehrung durch Eutrophierung

Nach Schilling et al. 1997 und BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999, modifiziert

**Tabelle 4: Gewässerbelastungen durch die Siedlungsentwässerung**

Aufbauend auf Tabelle 4 und den Arbeiten von Peters und Mühleck (2005) wurden die in Tabelle 5 dargestellten Kriterien für den konkreten Anwendungsfall der vorliegenden Arbeit entwickelt. Für die verzögerten und akkumulierenden Belastungen werden mittlere Frachten zum Vergleich der Szenarien herangezogen. Die akuten Belastungen jedoch lassen sich mit mittleren Frachten nicht beschreiben, da diese keine Informationen über die zeitliche Verteilung der Belastung beinhalten. Werden z. B. die Ammonium-Frachten relativ gleichmäßig über das ganze Jahr abgegeben, kommt es möglicherweise nie zu akut toxischen Ammoniak-Konzentrationen. Wird ein großer Teil der Jahresfracht allerdings in nur wenigen Extremereignissen emittiert, sind Vergiftungen durch Ammoniak sehr wahrscheinlich. Da das Gewässer nicht explizit modelliert wird, kann die Ammoniakkonzentration oder die Sauerstoffkonzentration im

## 5.1. Kriterien zum Vergleich der Szenarien

Gewässer jedoch ebenfalls nicht zum Vergleich der Szenarien verwendet werden. Daher werden zur Beschreibung der akuten Belastungen Spitzenfrachtströme (bzw. Abflüsse) in das Gewässer als Kriterien eingeführt. In die Berechnung der Spitzenfrachtströme (bzw. Spitzenabflüsse) gehen die maximalen stündlichen Frachtströme (bzw. Abflüsse), die während 12 Stunden pro Jahr überschritten werden ein (siehe Kapitel 5.1.3).

Mittlere Frachten			Spitzenabflüsse/Spitzenfrachtströme		
Kriterium		Gewässerbelastung	Kriterium		Gewässerbelastung
			Q	m <sup>3</sup> /h	Hydraulischer Stress für die Biozonöse (Ausschwemmung) Gewässermorphologie Hochwasserschutz
NH <sub>4</sub> -N	kg/a	Verzögerte Toxizität durch Ammoniak und Nitrit Verzögerte Sauerstoffzehrung durch Nitrifikation	NH <sub>4</sub> -N	g/h	Akute Ammoniaktoxizität
CSB	t/a	Verzögerte Sauerstoffzehrung Partikulärer CSB: Adsorbierte Schwermetalle und organische Schadstoffe	CSB	kg/h	Akute Sauerstoffzehrung
P <sub>ges</sub> -P	kg/a	Eutrophierung			

**Tabelle 5: Verwendete Kriterien zum Vergleich der Szenarien**

Im Tabelle 6 ist dargestellt, welche der Kriterien aus Tabelle 5 jeweils die in Kapitel 4 herausgearbeiteten Probleme, die Gegenstand der Untersuchung sind (Tabelle 1, S. 43), beschreiben.

Problem	Kriterium
Hydraulische Belastungen der Panke	Q Spitze
Stoffliche Belastungen der Panke	NH <sub>4</sub> -N Fracht, Mittel + Spitze CSB Fracht, Mittel + Spitze P <sub>ges</sub> -P Fracht, Mittel
Erhöhte Hochwasserabflüsse	Q Spitze
Hohe Belastung der KA bei Mischwasserzufluss	NH <sub>4</sub> -N Fracht, Spitze (NH <sub>4</sub> -N Fracht, Mittel CSB-Fracht Mittel + Spitze P-Fracht, Mittel)

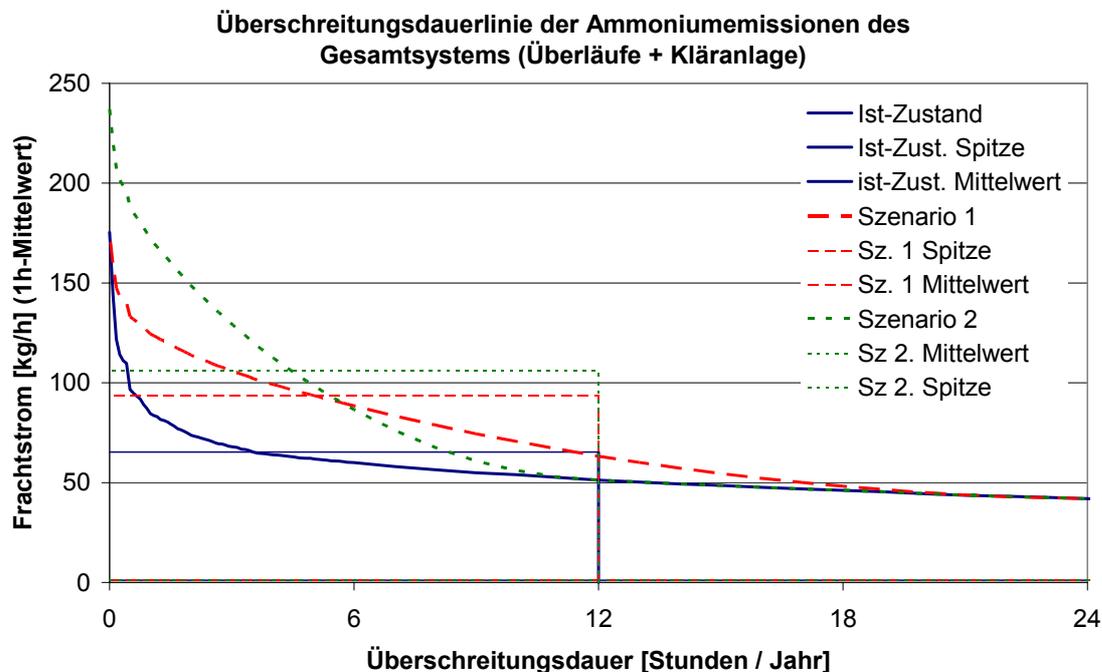
**Tabelle 6: Zuordnung der Kriterien zu den Problemen**

### 5.1.3 Kriterien für Spitzenbelastungen

Leinweber (2002) verwendet als Kriterium für Spitzenbelastungen Maximalwerte, z. B. den maximalen Ammonium-Frachtstrom [kg/h] in das Gewässer. Dies ist bei der Betrachtung von Einzelereignissen sinnvoll. Bei einer Langzeitsimulation würde die Verwendung des maximalen Frachtstroms als Kriterium jedoch bedeuten, dass nur ein Ereignis, nämlich jenes, welches im gesamten Simulationszeitraum (in der vorliegenden Arbeit 30 Jahre) den maximalen Frachtstrom verursacht, in die Bewertung eingeht. Verbesserungen bezüglich aller anderen Ereignisse, die deutlich häufiger auftreten, würden ignoriert.

Diese Problematik wird in Bild 7 verdeutlicht. Dort ist für die Langzeitsimulation des Ist-Zustandes eine Überschreitungsdauerlinie dargestellt (dunkelblaue fette Linie). Dazu wurden für das Gesamtsystem (Überläufe und Kläranlage) aus den Ammonium-Emissionen des gesamten Simulationszeitraumes 1h-Mittelwerte gebildet, die dann in absteigender Reihenfolge sortiert wurden. Da insgesamt 30 Jahre simuliert wurden, ist jeder 1h-Mittelwert auf der x-Achse 1/30 h breit. Das Diagramm liest sich folgendermaßen (blaue fette Linie):

Im 30-Jährigen Mittel wird an 12 h im Jahr ein Frachtstrom von 51 kg/h überschritten, an 3 h im Jahr ein Frachtstrom von 68 kg/h und an 1 h im Jahr wird ein Frachtstrom von 85 kg/h. Der maximale Frachtstrom, der nur ein mal in 30 Jahren erreicht wird, beträgt 175 kg/h.



**Bild 7: Überschreitungsdauerlinie, Ergebnis der Langzeitsimulation**

## 5.1. Kriterien zum Vergleich der Szenarien

---

Da Überläufe selten auftreten, ist nur ein sehr kleiner Teil der Dauerlinie interessant und dargestellt. Der nicht dargestellte Teil der Dauerlinie fällt bis zum Zeitpunkt 8760h (= 1 Jahr) auf 0,04 kg/h, das bedeutet, dass ein Frachtstrom von 0,04 kg/h nicht unterschritten wird. Dass der größte Teil der Dauerlinie nicht dargestellt ist, erklärt den kleinen Mittelwert (1,1 kg/h).

Die rote Linie stellt ein fiktives Szenario dar, das den gleichen maximalen Frachtstrom verursacht, wie der Ist-Zustand. Dennoch ist es eindeutig schlechter, da es bei den weniger extremen, aber dafür häufiger auftretenden Ereignissen deutlich höhere Spitzenemissionen verursacht. Daher ist der maximale Frachtstrom nicht geeignet, um die Ergebnisse einer Langzeitsimulation zu vergleichen.

Eine weitere gängige Möglichkeit, Überschreitungsdauerlinien durch nur einen Wert zu charakterisieren, wären Perzentile. Das 0,14-Perzentil z.B. ist der Wert, der an 0,14% der Zeit, d.h. an 12 h/Jahr ( $0,5/365 = 0,14$ ), überschritten wird. Perzentile haben den Nachteil, dass – wie bei den Maximalwerten – nur ein Punkt der x-Achse in die Bewertung eingeht. Das fiktive Szenario 2 (grün) würde genauso gut bewertet, wie der deutlich bessere Ist-Zustand.

Für diese Arbeit wurde daher ein Kriterium zur Bewertung von Spitzenbelastungen entwickelt, in das mehrere Werte der x-Achse eingehen. Dabei wurden verschiedene Ideen ausprobiert. Letztendlich erwies sich das im Folgenden beschriebene Kriterium als am besten geeignet: Aus allen Werten, die an 12 h pro Jahr überschritten werden, wird der Mittelwert gebildet. Damit Verbesserungen bei großen Frachtströmen (in der Dauerlinie links) stärker eingehen, als Verbesserungen bei kleinen Frachtströmen, werden die Werte vor der Mittelwertbildung quadriert und nach der Mittelwertbildung wird die Wurzel gezogen.

Der so berechnete Wert des Kriteriums für Spitzenbelastungen (im Diagramm als gestrichelte Linie zwischen 0 h und 12 h eingezeichnet) ist in der Lage, die Szenarien korrekt zu sortieren: Szenario 2 ist am schlechtesten, da es die größten Spitzenbelastungen verursacht. Szenario 1 wird richtigerweise besser bewertet, als Szenario 2, obwohl die Dauerlinie im Bereich zwischen 6 h und 24 h über der von Szenario 1 liegt. Der Ist-Zustand wird deutlich besser bewertet, als die Szenarien 1 und 2.

### 5.2 Verfahren zum Vergleich der Szenarien

Nachdem die Werte der Kriterien für alle Szenarien berechnet wurden, stellt die in Kapitel 3 vorgestellte Entscheidungsmatrix bereits eine gute Grundlage für den Vergleich und die Diskussion der Szenarien dar. Der Vergleich basiert nun auf einer objektiven Grundlage, den Werten der Kriterien, d. h. den quantifizierten Wirkungen der Szenarien. Ohne die Matrix hingegen würde eine Diskussion um das beste Szenario auf vermuteten Wirkungen und persönlichen Meinungen basieren.

Dennoch kann es schwierig sein, eine bevorzugte Variante auszuwählen. Als Beispiel sei an dieser Stelle die Entscheidungsmatrix aus dem Ergebnisteil der vorliegenden Arbeit (Tabelle 35, S. 211) herangezogen. Zur besseren Lesbarkeit wurden nur für den Ist-Zustand absolute Werte angegeben. Für alle anderen Szenarien sind die Angaben in Prozent des Ist-Zustandes dargestellt. Ohne im Detail auf alle Szenarien und Kriterien einzugehen wird deutlich, dass es auf Anhieb nicht möglich ist, ein bevorzugtes Szenario auszuwählen, sondern dass es einer genauen Analyse der Ergebnisse bedarf. Bei der Analyse der Matrix wird man feststellen, dass es das Szenario, das bezüglich aller Kriterien das beste ist, nicht gibt, sondern die Szenarien spezifische Stärken und Schwächen aufweisen. So reduziert z. B. das Urinseparationsszenario Urs100 die Ammonium-Spitzenemissionen der Kläranlage mit Abstand am stärksten (auf 11%). Dafür bringt es bezüglich der hydraulischen Spitzenbelastungen gar keine Verbesserungen. Verglichen mit dem Abkopplungsszenario AbkMax M24T100 ist es bezüglich der gesamten Ammonium-Emissionen (Mittel und Spitze) und der gesamten P-Emissionen besser. Bezüglich aller anderen Parameter (gesamt) ist es schlechter. Es wird deutlich, dass eine Entscheidung für das eine oder das andere Szenario alles andere als trivial ist.

Hier können multikriterielle Bewertungsverfahren bei der Entscheidungsfindung helfen, indem sie den Entscheidungsprozess formalisieren und den Entscheidungsträger bei der Findung der nach seinen Präferenzen optimalen Lösung unterstützen. Darüber hinaus macht die Formalisierung den Entscheidungsprozess transparent und nachvollziehbar, was die Diskussion zwischen Interessensvertretern mit unterschiedlichen Präferenzen versachlicht und somit die Konsensfindung unterstützt.

Gerade im Hinblick auf einen von der WRRL geforderten transparenten Planungsprozess unter Einbeziehung der Öffentlichkeit, bei dem die Ergebnisse vielen Interessensvertretern präsentiert und mit ihnen diskutiert werden müssen, stellen multikriterielle Bewertungsverfahren daher ein wertvolles Werkzeug dar.

Der DVWK (DVWK Materialien 1 1999; siehe auch Merz & Buck 1997) wendet verschiedene multikriterielle Bewertungsverfahren auf ein wasserwirtschaftliches Problem an. Leichtfuß et al. (2005; siehe auch Peters et al. 2003; 2004; 2005) beschäftigen sich im Rahmen des WSM300-Projektes ebenfalls mit verschiedenen multikriteriellen Bewertungsverfahren. Alle Verfahren haben spezifische Vor- und Nachteile. Ein wesent-

licher Vorteil der Nutzwertanalyse ist das einfache Grundprinzip (Prinzip „Stiftung Warentest“), das innerhalb weniger Minuten verstanden werden kann. Bei anderen Verfahren wie z.B. PROMETHE (Brans et al. 1986) oder NAIADE (Guimaraes Pereira 1996) muss dafür eher ein halber bis ganzer Tag intensiver Beschäftigung mit dem Verfahren angesetzt werden. Da die Verfahren dazu dienen sollen, den Entscheidungsprozess transparent und nachvollziehbar zu machen, erscheint dies als wesentlicher Nachteil. Leichtfuß et al. (2005; siehe auch Peters et al. 2003; 2004; 2005) favorisieren daher die Nutzwertanalyse.

Zunächst wurde auch in der vorliegenden Arbeit die Nutzwertanalyse angewandt, die dann zur (genauso wenig komplizierten) Belastungsanalyse weiterentwickelt wurde, die in Anwendungsfällen, bei denen bezüglich aller Kriterien eine Reduktion der Werte angestrebt wird, die Interpretation der Ergebnisse deutlich vereinfacht.

Im Rahmen des WSM300-Projektes wurde die Nutzwertanalyse vom Autor der vorliegenden Arbeit als komfortable Excel-Anwendung umgesetzt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfolgte eine Weiterentwicklung, und es wurden u. a. die Belastungsanalyse (Kapitel 5.2.2) und erweiterte Möglichkeiten der Sensitivitätsanalyse implementiert (Kapitel 5.2.3).

Im Folgenden wird zunächst die Nutzwertanalyse und dann die Belastungsanalyse vorgestellt. Es werden allgemein und für den konkreten Anwendungsfall verschiedene Ansätze zur Festlegung der für die Verfahren benötigten Parameter (Nutzenfunktionen, Gewichtungen) vorgestellt. Für das Verständnis des Ergebnisteils (Kapitel 8.2) ist insbesondere Kapitel 5.2.2 von Bedeutung. Für das tiefere Verständnis der Verfahren wird jedoch empfohlen, das gesamte Kapitel 5.2 zu lesen.

### 5.2.1 Nutzwertanalyse

Das Grundprinzip der Nutzwertanalyse ist schnell erklärt:

Die Nutzwertanalyse ordnet über sogenannte Nutzenfunktionen (Bild 8), die für jedes Kriterium zu definieren sind, jedem Wert der Entscheidungsmatrix einen (Teil-) Nutzwert zwischen 0 (sehr schlecht) und 1 (sehr gut) zu. In Bild 8 wird z.B. einer hydraulischen Spitzenbelastung von 48107 m<sup>3</sup>/h der Nutzwert 0 zugeordnet, eine hydraulische Spitzenbelastung von 0 m<sup>3</sup>/h bekommt den Nutzwert 1, dazwischen wird linear interpoliert. Für jedes Kriterium müssen Gewichtungen vergeben werden. In dem Beispiel in Bild 8 bekommt die hydraulische Spitzenbelastung die Gewichtung 21%. Die Teilnutzwerte werden mit den Gewichtungen der jeweiligen Kriterien multipliziert und für jedes Szenario aufaddiert. Daraus ergibt sich für jedes Szenario ein (Gesamt-) Nutzwert, der ebenfalls zwischen 0 und 1 liegt. Das Szenario mit dem größten Nutzwert ist die bevorzugte Variante.

So einfach das Grundprinzip der Nutzwertanalyse ist, so schwierig kann es sein, die Nutzenfunktionen und Gewichtungen zu bestimmen. Es gibt verschiedene, mehr oder minder komplizierte formalisierte Verfahren zur Bestimmung von Nutzenfunktionen (DVWK Materialien 1 1999; Eisenführ & Weber 1999; Ruhland 2004). Dennoch werden immer wieder Fehler gemacht, was häufig daran liegt, dass die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Nutzenfunktionen und Gewichtungen nicht verstanden werden. Daher werden diese im folgenden Kapitel erläutert und wichtige Hinweise zur Definition von Nutzenfunktionen und Gewichten gegeben.

Eine gute Einführung in die Prinzipien, die der Nutzwertanalyse zugrunde liegen, geben Eisenführ & Weber (1999), die in ihren Ausführungen allerdings weit über die einfache Nutzwertanalyse hinausgehen.

### 5.2.1.1 Wichtige Hinweise zur Definition von Nutzenfunktionen und Gewichtungen

Dieses Kapitel wurde verändert aus Leichtfuß et al. (2005) übernommen, wo es vom Autor der vorliegenden Arbeit verfasst wurde.

Nutzenfunktionen und Gewichtungen bilden **gemeinsam** die Präferenzen der Entscheidungsträger. Sowohl das Definieren der Nutzenfunktionen, als auch das Definieren der Gewichtungen stellen einen Bewertungsschritt dar.

### Messen und Maßskalen

Die Nutzenfunktionen messen den Nutzen eines Szenarios bezüglich eines Kriteriums. Das bedeutet, dass jedem Wert eines Kriteriums durch die Nutzenfunktion ein Nutzwert zugeordnet wird. Die Interpretation der Nutzwerte (=Messergebnisse) hängt vom sogenannten Skalenniveau der Messung ab.

### Verwendung einer Absolut-Skala

Dieses Prinzip liegt i. d. R. Produkttests aus Zeitschriften (z. B. Stiftung Warentest) zugrunde. Die Verwendung einer Absolut-Skala für alle Nutzenfunktionen ist wünschenswert, denn mit ihr lässt es sich am komfortabelsten weiterarbeiten. Allerdings sind die dazugehörigen Nutzenfunktionen auch am schwierigsten zu definieren. Die Verwendung einer Absolut-Skala bedeutet, dass es gelingen muss, die Nutzenfunktionen so zu definieren, dass der Nutzwert 0 immer „sehr schlecht“ (--, Schulnote 6) bedeutet und der Nutzwert 1 immer „sehr gut“ (++, Schulnote 1). Klingt trivial? Ist es aber nicht. Was z. B. ist denn ein „sehr schlechter“ Wert für die Ammonium-Spitzenfrachten? Und was ist ein „sehr schlechter“ Wert für die jährliche P-Fracht?

Wenn es gelingt, die Nutzenfunktionen so zu bestimmen, dann – und nur dann – kann im zweiten Schritt losgelöst von den Nutzenfunktionen über die Gewichtungen der einzelnen Zielvariablen diskutiert werden. Und nur dann darf hinterher das Ergebnis der Nutzwertanalyse mit der gleichen Skala interpretiert werden, d. h., nur dann bedeutet ein Gesamtnutzwert 1 ein „sehr gut“ (++, Schulnote 1) und eine 0 ein „sehr schlecht“ (--, Schulnote 6). Die absoluten Nutzwerte haben eine Bedeutung, Aussagen wie „Szenario A ist doppelt so gut wie Szenario B“ sind zulässig (d. h.: es ist zulässig, Verhältnisse zwischen Nutzwerten zu bilden).

### Verwendung von Intervall-Skalen

Bei der Verwendung von Intervall-Skalen dürfen die Nutzenfunktionen völlig willkürlich definiert werden: z. B. „schlechtester Wert der Zielvariable“ = 0, „besten Wert der Zielvariable“ = 1.

Warum heißt es hier Intervall-Skalen und im vorigen Abschnitt Absolut-Skala? Ganz einfach, da es sich um unterschiedliche Skalen handelt. Liefern beispielsweise alle Szenarien bezüglich der P-Fracht „mittlere“ bis „gute“ Werte, so würde nach dem oben dargestellten Prinzip der Nutzwert 1 einem „gut“ und der Nutzwert 0 einem „mittel“ entsprechen. Für ein anderes Kriterium würde sich die Nutzenfunktion vielleicht von „sehr schlecht“ bis „schlecht“ erstrecken, usw.

Die einfache Definition der Nutzenfunktionen wird mit vielen Nachteilen erkaufte: Die Gewichtungen dürfen jetzt nicht mehr losgelöst von den Nutzenfunktionen diskutiert werden, sondern Nutzenfunktionen und Gewichtungen müssen durch das so genannte „Trade-Off“ Prinzip verbunden werden. Dies wird anhand von Bild 8 erklärt, in der exemplarisch zwei Nutzenfunktionen dargestellt sind:

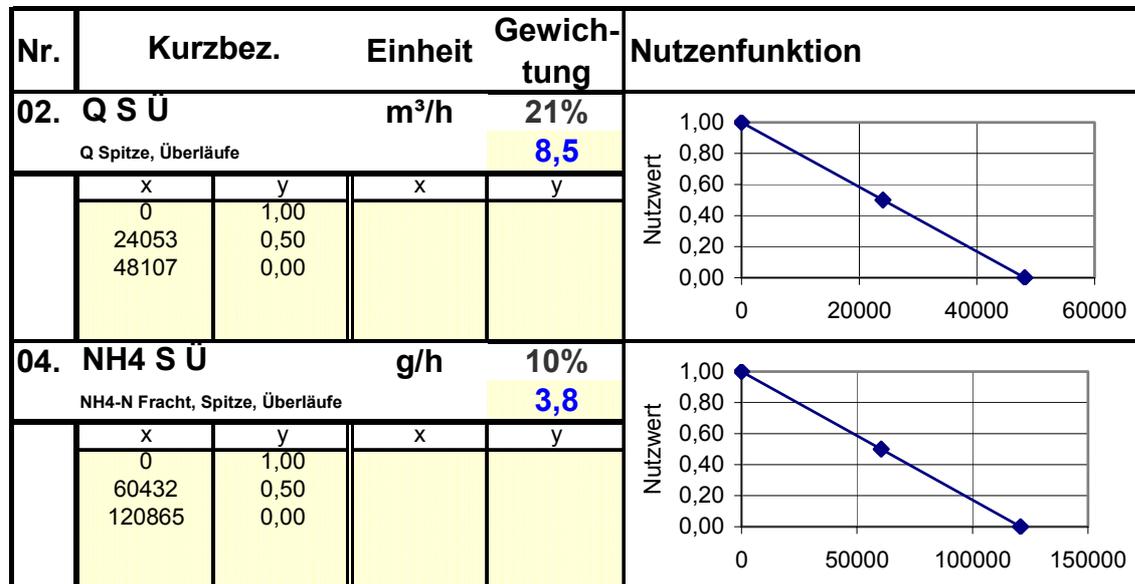
Wenn sich die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Spitzenfrachten um 120 865 g/h verringern, verändert sich der Nutzwert von 0 auf 1 also um 1. Multipliziert mit der Gewichtung von 10% ergibt das im Endergebnis einen Nutzen von 0,1. Werden die hydraulischen Spitzenbelastungen von 48 107  $\text{m}^3/\text{h}$  auf 24 053  $\text{m}^3/\text{h}$  gesenkt, erhöht sich der Nutzwert von 0 auf 0,5 also um 0,5. Multipliziert mit der Gewichtung von 21 % ergibt das im Endergebnis ebenfalls einen Nutzen von  $\approx 0,1$ . Das bedeutet: Eine Reduktion der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Spitzenfrachten um 120 865 g/h ist den Entscheidungsträgern genauso viel wert wie eine Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastungen um 24 053  $\text{m}^3/\text{h}$ .

Nach diesem Prinzip müssen alle Nutzenfunktionen gegeneinander abgewogen werden, um die Gewichtungen zu bestimmen.

Auch die Interpretation der Ergebnisse ist deutlich vorsichtiger vorzunehmen als bei der Verwendung einer Absolut-Skala. Ein Gesamtnutzwert von 0 bedeutet in der Regel nicht „sehr schlecht“, genauso wenig wie ein Gesamtnutzwert 1 „sehr gut“ bedeuteten muss. Daraus folgt, dass die absolute Größe der Nutzwerte keine Bedeutung hat. Ebenso

## 5. Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien

sind Aussagen wie „Szenario A ist doppelt so gut wie Szenario B“ nicht zulässig (d. h.: es ist nicht zulässig, Verhältnisse zwischen Nutzwerten zu bilden).



**Bild 8: Nutzenfunktionen, Beispiel**

Zulässig sind Interpretationen der Art „Szenario A ist besser als Szenario B“ oder auch die Veränderung gegenüber Szenario X ist beim Szenario A doppelt so groß wie beim Szenario B (d. h.: es ist zulässig, Verhältnisse der Intervalle zwischen Gesamtnutzwerten zu bilden).

### Weitere Bemerkungen

Nicht selten wird die Nutzwertanalyse derart angewandt, dass Nutzenfunktionen für Intervall-Skalen definiert werden, für die Diskussion der Gewichtungen und die Interpretation der Ergebnisse wird dann aber so getan, als hätte man Absolut-Skalen. Dies ist falsch! Um diesem Verhalten zumindest ein wenig entgegenzuwirken, können die Gewichtungen in der vom Autor der vorliegenden Arbeit entwickelten Excel-Anwendung nur auf dem Tabellenblatt mit den Nutzenfunktionen eingetragen werden (Bild 8).

Es ist möglich, für einige Zielvariablen Nutzenfunktionen für die Absolut-Skala zu definieren und für andere Intervallskalen zu verwenden. Für die Untermenge der Zielvariablen mit Absolut-Skala gelten die Ausführungen zur Absolut-Skala, für alle anderen und das Gesamtergebnis die Ausführungen zur Intervall-Skala.

Weitere Ausführungen zum Thema „Skalen“ sind bei Zimmermann & Gutsche (1991) zu finden.

### 5.2.1.2 Nutzenfunktionen und Gewichtungen für den konkreten Anwendungsfall

Zunächst wurde versucht, Nutzenfunktionen mit Absolut-Skalen zu entwickeln. Dazu muss für jedes Kriterium je ein Wert festgelegt werden, der einem „sehr gut“ bzw. einem „sehr schlecht“ entspricht. „Sehr gut“ wäre z.B. der Wert der Ammonium-Spitzenemissionen, der zu keiner Beeinträchtigung der Biozönose führt, „sehr schlecht“ ein Wert, der mit Sicherheit zum Fischsterben führt.

Um derartige Aussagen machen zu können, ist ein Bezug auf den Gewässerabfluss notwendig. Eine Bewertung der Schädlichkeit könnte dann z.B. über die Häufigkeits-Dauer-Grenzwerte des detaillierten Nachweises zum BWK Merkblatt 3 (2001; BWK Arbeitsgruppe 2.3 2004) oder des „Urban Pollution Management Manual“ (UPM, Foundation for Water Research 1994; 1998) oder in Anlehnung an die chemische Gewässergüteklassifikation der LAWA (1998) erfolgen, anhand der Vorgaben für die Emissionen gemacht werden könnten.

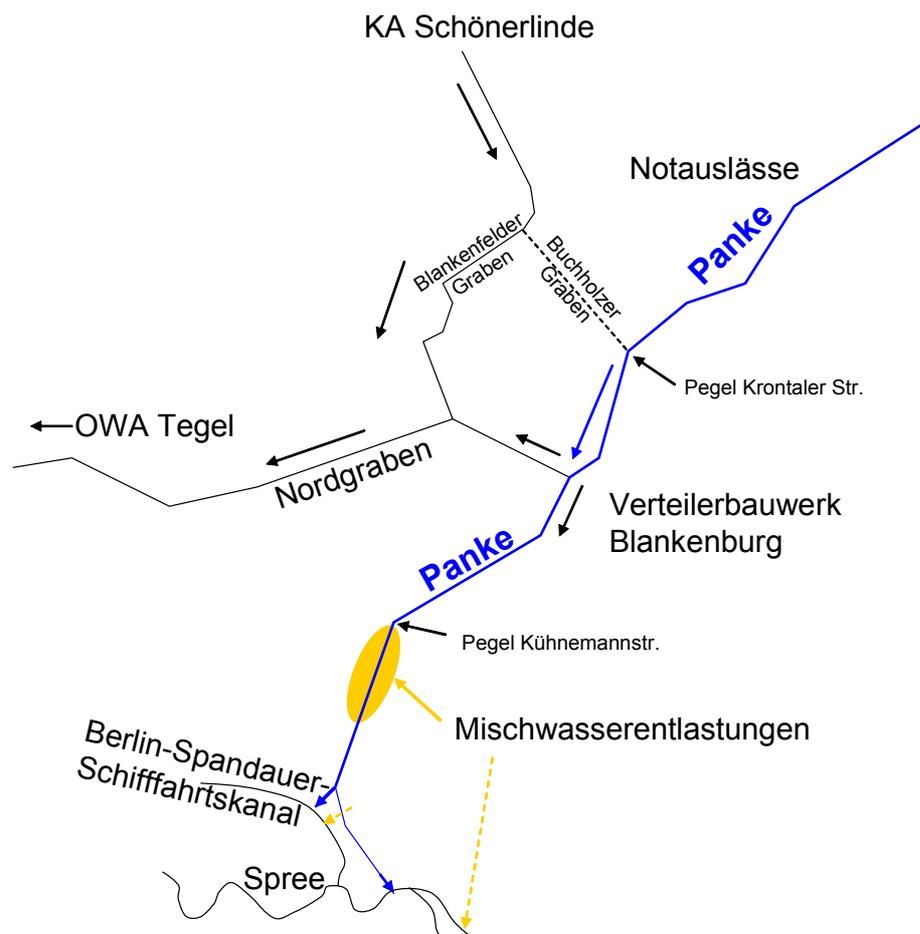


Bild 9: Abflussverteilung im Panke-Einzugsgebiet

Es stellt sich jedoch die Frage, auf welchen Abfluss man die Emissionen bezieht. Den mittleren Abfluss? Im Regenwetterfall, wenn es zu Mischwasserüberläufen kommt, ist jedoch auch der Abfluss im Gewässer erhöht. Und wie sieht es mit der stofflichen Vorbelastung (Landwirtschaft, Regenwassereinleitungen, Mischwasserüberläufe) aus? Für die Entwicklung absoluter Nutzenfunktionen wäre es sicherlich am besten, das Gewässer in die Modellierung einzubeziehen und statt der emissionsorientierten Kriterien direkt immissionsorientierte Kriterien zu verwenden. Dieses bedeutete jedoch einen erheblichen Mehraufwand, der im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht leistbar ist. Eine entsprechende Fortführung der Arbeit wäre allerdings wünschenswert (siehe Ausblick, Kapitel 9.3).

Sicherlich ist es möglich, für die Fragen nach dem Abfluss und der Vorbelastung mehr oder weniger plausible Antworten zu finden. Im betrachteten Einzugsgebiet kommt jedoch eine weitere Schwierigkeit hinzu: Es handelt sich nicht um ein Gewässer, in das alle Emissionen gelangen, vielmehr handelt es sich um ein verzweigtes, regelbares System (Bild 9, siehe auch Einzugsgebietsbeschreibung in Kapitel 4), in das die Emissionen an verschiedenen Stellen eingeleitet werden.

Aufgrund der aufgezeigten Schwierigkeiten werden daher keine Nutzenfunktionen mit Absolut-Skalen verwendet. Stattdessen wurde ein Ansatz entwickelt, der sich am Ist-Zustand als Bewertungsmaßstab orientiert. Dazu wurden alle Nutzenfunktionen nach dem folgenden Prinzip erstellt (Bild 8):

- Keine Emissionen → Nutzwert = 1
- Ist-Zustand → Nutzwert = 0,5
- Verdoppelung der Emissionen → Nutzwert = 0

Bei den so erstellten Nutzenfunktionen handelt es sich nicht um Absolut-Skalen, denn das würde z. B. bedeuten, dass der Ist-Zustand bezüglich jedes Kriteriums eine „mittlere“ Belastung darstellt.

Dennoch vereinfacht die Tatsache, dass alle Nutzenfunktionen nach dem gleichen Prinzip erstellt werden, das „Trade-Off“-Verfahren zur Festlegung der Gewichte:

Statt der Frage

- „Wie wichtig ist eine Verbesserung bezüglich des Kriteriums A um den Wert  $x$  im Vergleich zu einer Verbesserung bezüglich des Kriteriums B um den Wert  $y$ ?“

reicht die Frage

- „Wie wichtig ist im betrachteten Einzugsgebiet eine Verbesserung bezüglich des Kriteriums A im Vergleich zu einer Verbesserung bezüglich des Kriteriums B?“

## 5.2. Verfahren zum Vergleich der Szenarien

---

In die letztgenannte Frage gehen zwei Fragestellungen ein:

- a) Wie wichtig ist ein Kriterium dem Entscheidungsträger prinzipiell (d.h. unabhängig von der Belastungssituation im betrachteten Einzugsgebiet) gegenüber einem anderen, also wie wichtig ist z.B. prinzipiell eine stoffliche Gewässerbelastung gegenüber der hydraulischen (die neben der Gewässerökologie auch den Hochwasserschutz beinhaltet)?
- b) Wie groß ist bezüglich des betrachteten Kriteriums der Abstand zum Ziel? Ein Kriterium, das einen besonders hohen Abstand zum Ziel aufweist, bekommt ein größeres Gewicht, als eines, bei dem der Abstand zum Ziel gering ist.

(Wäre es gelungen, Nutzenfunktionen mit einer Absolut-Skala zu definieren, wäre nur Punkt a) zu berücksichtigen. Punkt b) entfielen.)

Aufgrund der komplizierten Abflussverhältnisse im Einzugsgebiet ist die Frage nach dem Abstand zum Ziel nur schwierig zu beantworten. Die Frage nach der prinzipiellen Wichtigkeit ist z. T. politischer Natur (Gewässerökologie ↔ Hochwasserschutz).

Interessant wäre es, über einen Fragebogen die Präferenzen der Experten und Interessensvertreter im Einzugsgebiet zu ermitteln und daraus die Gewichtungen abzuleiten. Ein entsprechender Fragebogen wurde entwickelt, konnte aber aus zeitlichen Gründen im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht mehr zum Einsatz kommen.

Daher wurden die Gewichtungen nach folgendem Prinzip vergeben:

- Q, NH<sub>4</sub>-N, CSB und P bekommen jeweils eine Gewichtung von 25 %.
- Für NH<sub>4</sub>-N und CSB werden die Gewichtungen zu gleichen Teilen auf Mittel und Spitze verteilt, d. h., die Gewichtungen betragen je 12,5 %.

Um die Interpretierbarkeit der Ergebnisse zu erhöhen, gehen die Emissionen aus Kläranlage und Überläufen getrennt in das Bewertungsverfahren ein. Die Gewichtungen werden dabei proportional zu den Frachten des Ist-Zustandes auf die Kläranlage und die Überläufe verteilt, sodass eine Reduktion z.B. der Ammonium-Emissionen von 1 kg/a immer zu der gleichen Verbesserung des Gesamtnutzwertes führt, egal, ob die Reduktion bei den Überläufen oder bei der Kläranlage erfolgte.

### 5.2.1.3 Beispiel für ein Bewertungsergebnis

Im Gegensatz zu dem am Anfang beschriebenen Vergleich der Szenarien anhand der Entscheidungsmatrix kann man dank der Nutzwertanalyse auf Anhieb erkennen, welche Szenarien bevorzugt werden, und dies gelingt auch noch, wenn wie in Kapitel 8.2 23 Szenarien gegeneinander verglichen werden. In Bild 10 werden die Szenarien AbkMax M24T100 und Urs100 gleich gut bewertet. Beide Szenarien stellen eine deutliche Verbesserung gegenüber dem Ist-Zustand dar.

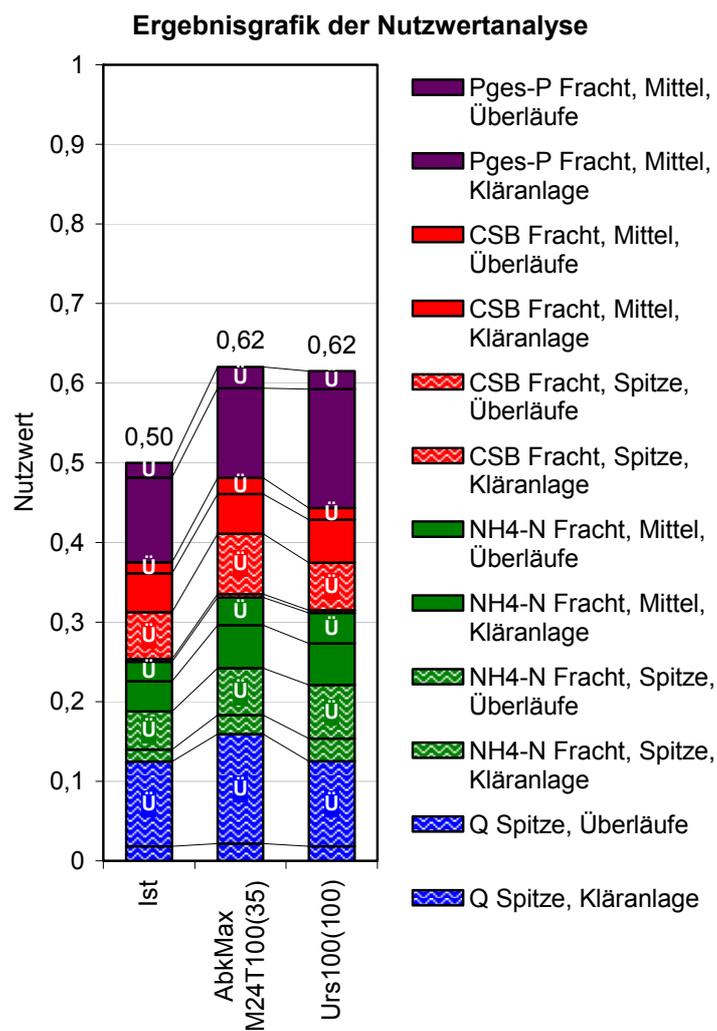
## 5. Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien

Der Nutzwert des Ist-Zustandes lässt sich als Verbesserung gegenüber einem Szenario mit dem Nutzwert 0 (Verdoppelung aller Emissionen gegenüber dem Ist-Zustand) interpretieren. Eine Reduktion der Emissionen führt zu einer weiteren Erhöhung der Nutzwerte und somit zu einer Vergrößerung des entsprechenden Sektors. Z.B. führt das Szenario AbkMax M24T100 zu einer besonders starken Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastungen und somit zu einer Vergrößerung des entsprechenden Sektors.

Da in der vorliegenden Arbeit bezüglich aller Kriterien das Ziel eine Reduktion des Wertes ist, ist die Interpretation der Ergebnisse der Nutzwertanalyse (Reduktion der Emissionen → Erhöhung des Nutzwertes) etwas umständlich und wenig intuitiv. Daher wurde aus der Nutzwertanalyse die Belastungsanalyse entwickelt.

Bei der Belastungsanalyse handelt es sich im Prinzip um eine Invertierung der Nutzwertanalyse, d. h. je kleiner der Belastungswert, desto besser ist das Szenario.

Neben der einfacheren Interpretierbarkeit der Ergebnisse (wenn bezüglich aller Kriterien eine Reduktion angestrebt wird) bietet die Belastungsanalyse gegenüber der Nutzwertanalyse Vorteile, wenn es Szenarien gibt, die bezüglich eines Kriteriums extrem schlechte Ausprägungen aufweisen.



**Bild 10: Ergebnisgrafik der Nutzwertanalyse, Beispiel**

### 5.2.2 Belastungsanalyse für den konkreten Anwendungsfall

Dieses Kapitel wurde mit der Absicht verfasst, eine kurze, für sich allein verständliche Beschreibung der im Ergebnisteil (Kapitel 8.2) verwendeten Darstellungsform zu geben. Daher kommt es z. T. zu inhaltlichen Überschneidungen mit den vorangegangenen Kapiteln der Nutzwertanalyse.

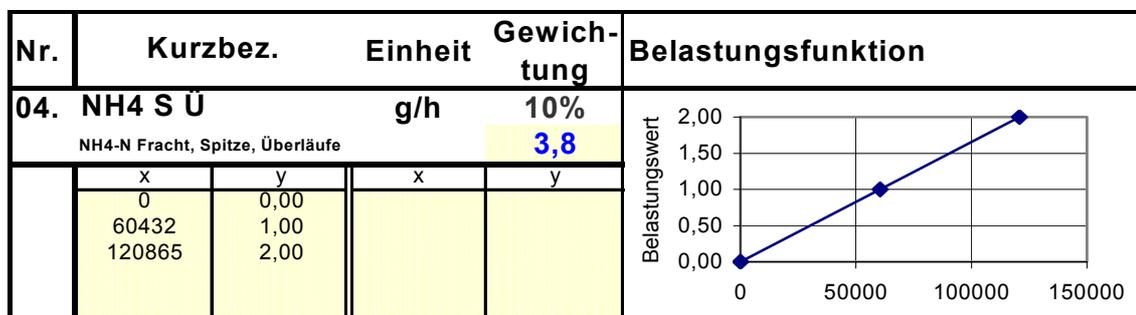
Die Belastungsanalyse weist jedem Wert der Entscheidungsmatrix (Tabelle 35, S. 211) über eine sogenannte Belastungsfunktion, die für jedes Kriterium definiert werden muss, einen Belastungswert zu.

Die Belastungsfunktionen wurden für den konkreten Anwendungsfall nach folgendem Prinzip aufgestellt (Bild 11):

- Keine Emissionen → Belastungswert = 0 (= 0%)
- Ist-Zustand → Belastungswert = 1 (= 100%)
- Verdoppelung der Emissionen → Belastungswert = 2 (= 200%)

Daraus ergibt sich folgende einfache Interpretation des Belastungswertes:

**Der Belastungswert bezüglich eines Kriteriums ist der Wert des Kriteriums, ausgedrückt in Prozent des Ist-Zustandes.**

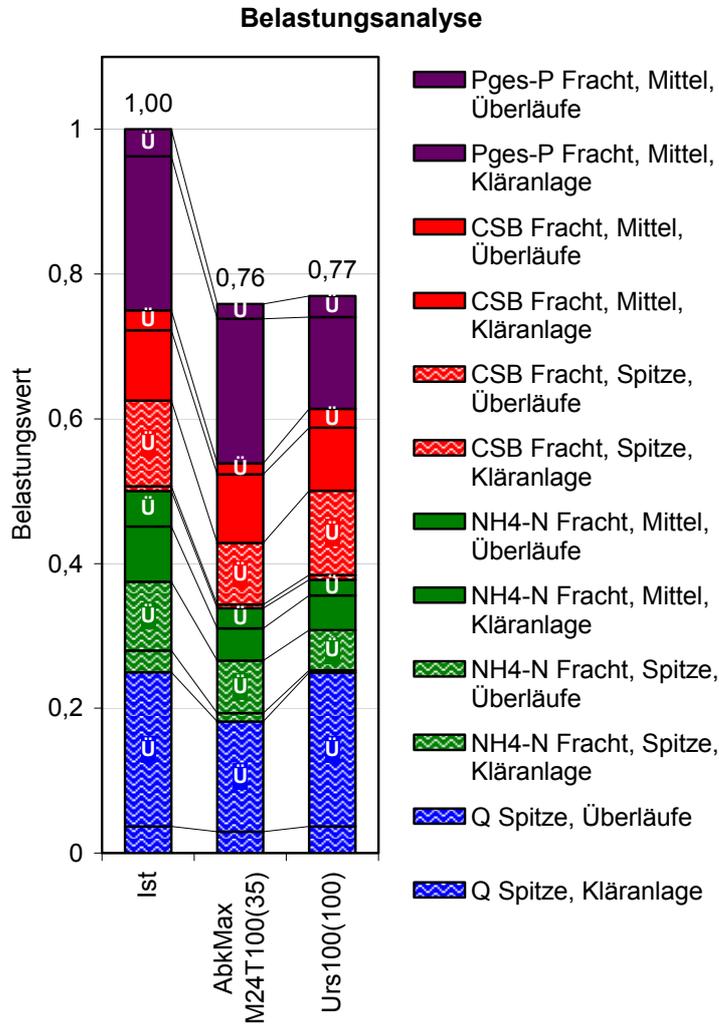


**Bild 11: Belastungsfunktion, Beispiel**

Für jedes Kriterium sind Gewichtungen zu vergeben. Die Belastungswerte der einzelnen Kriterien werden für jedes Szenario mit den entsprechenden Gewichtungen multipliziert und zum (Gesamt-) Belastungswert aufaddiert.

In Bild 12 ist beispielhaft für drei Szenarien das Ergebnis der Belastungsanalyse mit den beschriebenen Belastungsfunktionen dargestellt. Jede Säule entspricht einem Szenario. Die Sektoren der Säulen repräsentieren die mit den Gewichtungen multiplizierten Belastungswerte bezüglich der einzelnen Kriterien. Die gesamte Höhe einer Säule stellt den (Gesamt-) Belastungswert eines Szenarios dar. Je geringer der Belastungswert, desto besser ist das Szenario. **Eine Reduktion des Belastungswertes lässt sich als (entsprechend den vergebenen Gewichtungen gewichtete) mittlere Reduktion der Ge-**

**wässerbelastungen interpretieren.** Z. B. reduziert das Szenario AbkMax M24T100 die Gewässerbelastung im Mittel um  $1 - 0,76 = 24\%$ .



**Bild 12: Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse, Beispiel**

Da die Belastungsfunktionen so definiert wurden, dass der Ist-Zustand immer den Belastungswert 1 erhält, spiegelt sich in der Höhe der Sektoren des Ist-Zustandes direkt die gewählte Gewichtung wieder:

- $P_{ges-P}$  (lila), CSB (rot),  $NH_4-N$  (grün) und Q je 25 %
- Für  $NH_4-N$  und CSB werden die Gewichtungen zu gleichen Teilen auf mittlere Frachten (ganz gefüllt) und Spitzenfrachten (Zickzack-Muster) verteilt, d. h. die Gewichtungen betragen je 12,5 %.
- Die Verteilung der Gewichtungen auf Überläufe (Ü) und Kläranlage (kein Buchstabe) erfolgt proportional zu den Frachten des Ist-Zustandes, sodass eine Reduktion z. B. der Ammonium-Emissionen von 1 kg/a immer zu der gleichen

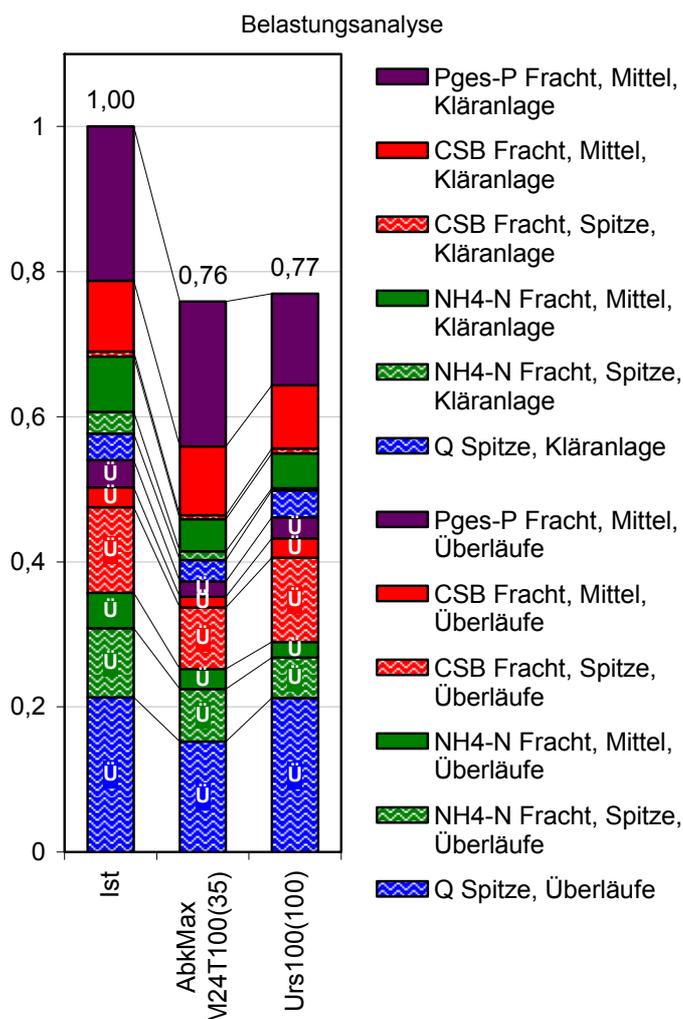
## 5.2. Verfahren zum Vergleich der Szenarien

Verbesserung des Gesamtbelastungswertes führt, egal, ob die Reduktion bei den Überläufen oder bei der Kläranlage erfolgte.

Mit den Informationen des letzten Punktes lässt sich aus der Säule des Ist-Zustandes z. B. ablesen, dass die Spitzenemissionen bezüglich aller Kriterien überwiegend aus den Überläufen stammen, wohingegen die mittleren Emissionen überwiegend aus der Kläranlage stammen.

Die Belastungsanalyse aggregiert die Werte aller Kriterien zu **einem** Belastungswert je Szenario. Das ermöglicht einen übersichtlichen Vergleich der Szenarien, sogar wenn wie in Kapitel 8.2 (Bild 75, S.210) 23 Szenarien gegeneinander verglichen werden. Dennoch ist mit der beschriebenen grafischen Darstellung kein Informationsverlust verbunden! Durch die Unterteilung der Säulen in einzelne Sektoren lassen sich trotz der aggregierten Darstellungsform Aussagen bezüglich einzelner Kriterien treffen, wie z. B.

„Das Abkopplungsszenario AbkMax M24T100 führt zu einer deutlichen Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastungen.“



Um die Ergebnisse besser interpretieren zu können, werden in Kapitel 8.2 die Sektoren in anderer Reihenfolge dargestellt, sodass die Überläufe und die Kläranlageemissionen jeweils einen Block bilden (Bild 13).

**Bild 13: Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse, Bild 12 mit anderer Reihenfolge der Kriterien**

### 5.2.3 Sensitivitätsanalysen

Durch Sensitivitätsanalysen kann ermittelt werden, inwiefern das Ergebnis der Belastungsanalyse (bzw. Nutzwertanalyse) von den gewählten Gewichtungen abhängig ist. Darüber hinaus können Sensitivitätsanalysen die Diskussion der Gewichtungen zwischen Interessensvertretern mit unterschiedlichen Präferenzen unterstützen. (Zeigt die Sensitivitätsanalyse z. B., dass die Gewichtung eines bestimmten Kriteriums kaum Einfluss auf das Bewertungsergebnis hat, braucht man auch nicht lange darüber zu diskutieren.)

Belastungsfunktionen (bzw. Nutzenfunktionen) und Gewichtungen bilden gemeinsam die Präferenzen der Entscheidungsträger ab. Bei der Verwendung von linearen Belastungsfunktionen (bzw. Nutzenfunktionen), die den gesamten Wertebereich der Kriterien umfassen (wie es in der vorliegenden Arbeit der Fall ist), kann jedes beliebige Präferenzverhalten, das durch eine Variation der Belastungsfunktionen (bzw. Nutzenfunktionen) abgebildet würde, auch durch eine Variation der Gewichtungen abgebildet werden. Daher reicht es aus, die Sensitivitätsanalysen nur für die Gewichtungen durchzuführen.

Die vom Autor der vorliegenden Arbeit entwickelte Excel-Applikation ist mit Funktionen zur Sensitivitätsanalyse der Gewichtungen ausgestattet, die im Folgenden anhand des bereits aus Kapitel 5.2.2 bekannten einfachen Beispiels erläutert werden.

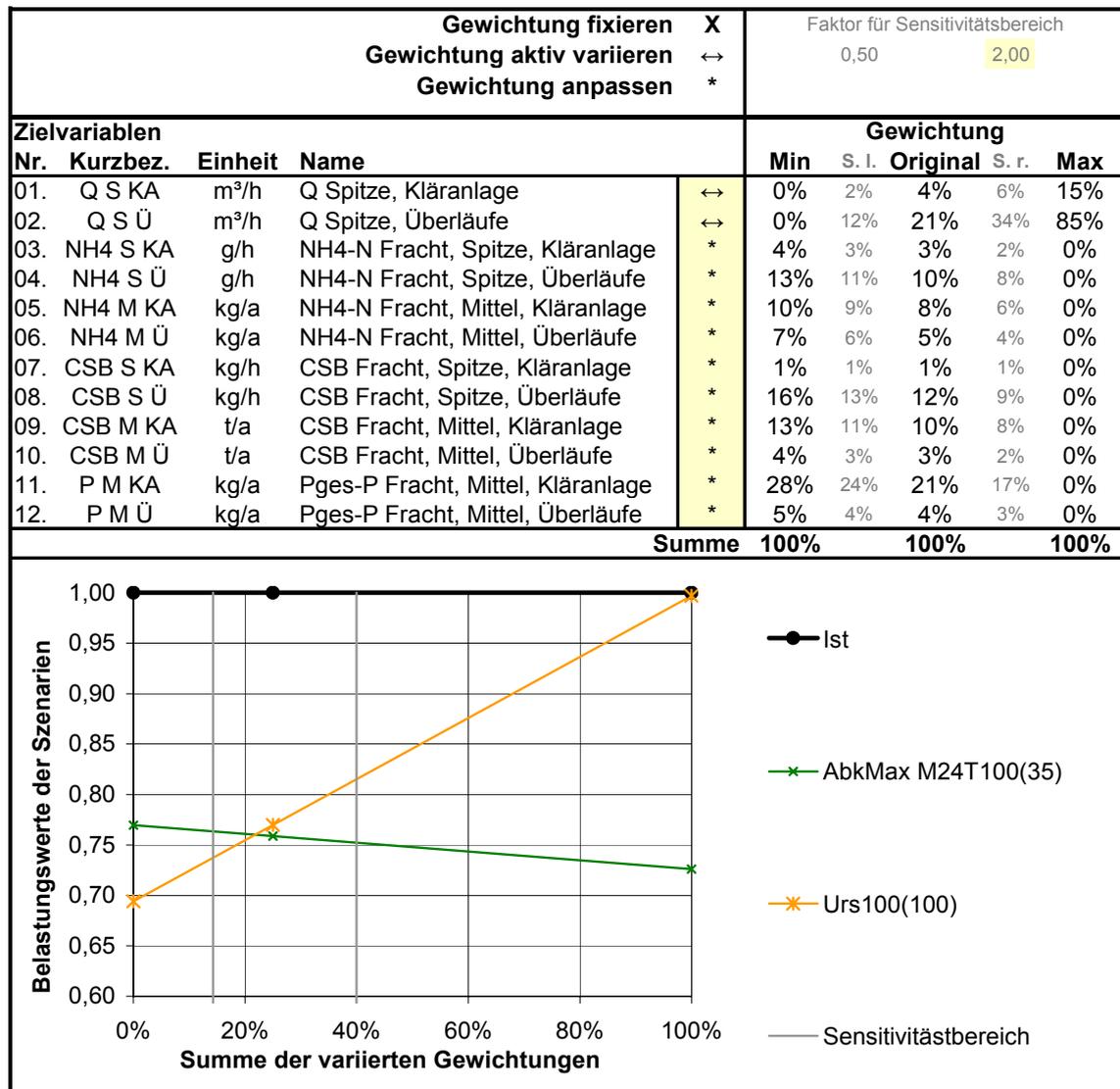
In Bild 14 wird mithilfe der Sensitivitätsanalysen untersucht, wie sich eine Variation der Gewichtungen der hydraulischen Spitzenbelastungen gegenüber den anderen Kriterien auf das Bewertungsergebnis auswirkt.

In der gelb dargestellten Spalte sind die Kriterien mit einem  $\leftrightarrow$  gekennzeichnet, deren Gewichtungen variiert werden (Q Spitze für Kläranlage und Überläufe). Die Gewichtungen der mit \* gekennzeichneten Kriterien (alle anderen) werden derart angepasst, dass die Summe der Gewichtungen wieder 100% ergibt. In den Spalten rechts davon sind für die zu variiierenden Kriterien die minimalen, die maximalen und die Originalgewichtungen dargestellt. Für die anderen Kriterien sind die Gewichtungen dargestellt, die sich aus der Anpassung ergeben.

Im Diagramm ist auf der x-Achse die Summe der variierten Gewichtungen (Q Spitze für Kläranlage und Überläufe) dargestellt. Für die Originalgewichtung (Punkt in der Mitte) also  $4\% + 21\% = 25\%$ . In diesem Fall werden die Gewichtungen in der Summe von  $0\%$  bis  $15\% + 85\% = 100\%$  variiert.

Auf der y-Achse sind die Belastungswerte der Szenarien dargestellt, die sich aus der Belastungsanalyse mit den variierten und den angepassten Gewichtungen ergeben. Die Werte bei der Originalgewichtung (25%) entsprechen den in Bild 13 (Kapitel 5.2.2) dargestellten (Gesamt-) Belastungswerten.

## 5.2. Verfahren zum Vergleich der Szenarien



**Bild 14: Sensitivitätsanalyse, Beispiel: hydraulische Spitzenbelastung**

Man erkennt z. B., dass die Gewichtung der hydraulischen Spitzenbelastungen sensitiv für den Vergleich der Szenarien AbkMax und Urs100 ist. Bei einer Reduzierung der Gewichtung der hydraulischen Spitzenbelastungen auf 21% wird das Szenario Urs100 bevorzugt, bei einer Erhöhung der Gewichtung bleibt AbkMax bevorzugt und der Abstand zum Szenario Urs100 steigt deutlich an.

Es ist möglich, Gewichtungen zu fixieren und von der Anpassung auszunehmen. Diese sind in dem Beispiel in Bild 15 mit einem X gekennzeichnet. In Bild 15 wird untersucht, wie sich eine Variation der Gewichtung der Spitzenfrachten gegenüber den mittleren Frachten auswirkt. Da die fixierten Gewichtungen in Bild 15 50% ausmachen, können die zu variierenden Gewichtungen in der Summe nur noch von 0% bis 50% (= 6% + 19% + 24% + 1%) variiert werden.

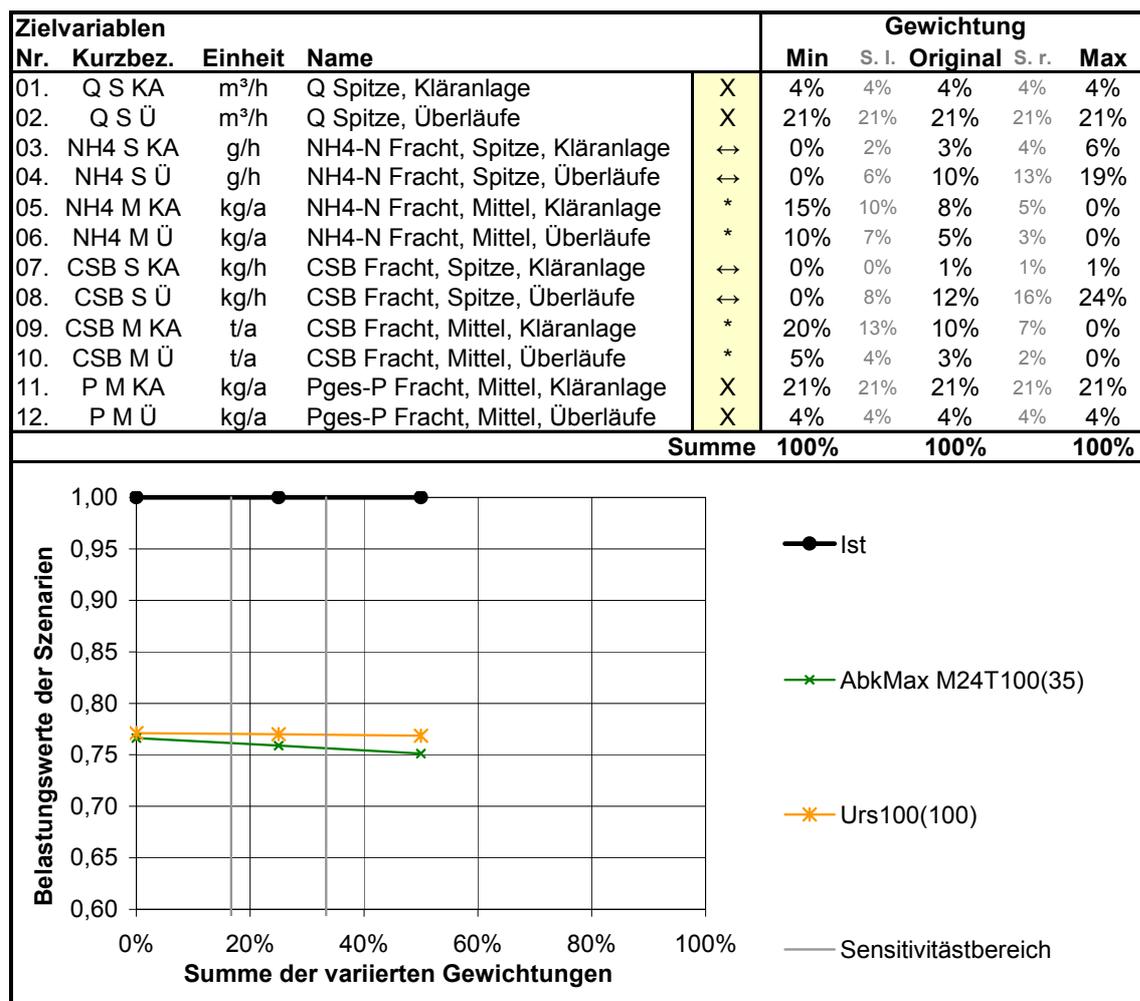
Zur Orientierung sind in dem Diagramm die x-Werte gekennzeichnet (graue Linie), die sich aus einer Halbierung und einer Verdoppelung der zu variierenden Gewichtungen

## 5. Kriterien und Verfahren zum Vergleich der Szenarien

gegenüber den anzupassenden Gewichtungen ergibt. Dieser Bereich wird im Folgenden als Sensitivitätsbereich bezeichnet. Der Sensitivitätsbereich ergibt sich nicht einfach durch eine Halbierung bzw. Verdoppelung der Originalgewichtungen, wie an folgendem Beispiel verdeutlicht wird:

Die zu variierenden Gewichtungen in Bild 15 machen in der Summe 25% aus, die anzupassenden ebenfalls. Verdoppelte man die zu variierenden Gewichtungen, käme man in der Summe auf einen Wert von 50%, was zur Folge hätte, dass die anzupassenden Gewichtungen den Wert 0% bekämen. Gibt man der Summe der zu variierenden Gewichtungen hingegen den Wert 33% ( $= 25\% \cdot 2 \cdot (25\% + 25\%) / (25\% \cdot 2 + 25\%)$ ), ergibt sich für die Summe der anzupassenden Gewichtungen der Wert 17% ( $= 50\% - 33\%$ ), was genau der Hälfte der Summe der Gewichtung der variierten Kriterien entspricht.

Weitere Beispiele für Sensitivitätsanalysen, die sich aus der Anwendung im Rahmen der vorliegenden Arbeit ergeben, sind in Kapitel 8.2.2 dargestellt.



**Bild 15: Sensitivitätsanalyse, Beispiel: mittlere Frachten ↔ Spitzenfrachten**

# 6 Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

Ein grober Überblick über das Modellsystem wurde bereits in Kapitel 4 gegeben. In diesem Kapitel wird detailliert auf die Modellerstellung und Kalibrierung für den Ist-Zustand eingegangen. Dazu wird zunächst die Datengrundlage (Kapitel 6.1) dargestellt, dann wird auf die einzelnen Modellkomponenten (NA-Modell → Kapitel 6.2, Druckrohrleitungsnetz → Kapitel 6.3 und Kläranlage → Kapitel 6.4) eingegangen. Außerdem werden die in der vorliegenden Arbeit entwickelten Modellkomponenten beschrieben (Fremdwasser → Kapitel 6.2.1, Abwasserdruckrohre → 6.3, Abwassertemperatur → Kapitel 6.5) und praktische Aspekte bei der Durchführung der Modellierung erläutert (Kapitel 6.6).

## 6.1 Datengrundlage

### 6.1.1 Einzugsgebiet und Druckrohrleitungsnetz

- Digitaler Umweltatlas Berlin, aktualisierte und erweiterte Ausgabe 2005, Karte 06.06 Einwohnerdichte (2004) (SenStadt 2005)
  - Geometrie der Blockflächen
  - Einwohnerzahlen der Blockflächen
- Stadtentwicklungsplan Ver- und Entsorgung (SenStadtUmT 1998)
  - Karte Abwasserentsorgung, Stand 6/97
  - Karte Regenwasserableitung, Stand 6/97

Die Karten wurden gescannt, im GIS verortet und von Hand digitalisiert.
- Fachliche Ausarbeitungen zum STEP Teil II „Planungen“, Bericht (Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH 1999)
  - Gesamtflächen
  - Versiegelte Flächen
  - Maximale Abkopplungspotenziale
- Abwasserbeseitigungsplan (SenStadtUmT 1999)
  - Anlage 1: Grobnetz der Schmutzwasserkanäle
  - Anlage 2: Einzugsgebiete der Pump- und Klärwerke Druckleitungsnetz
  - Anlage 3: Einzugsgebiete der Regen und Mischwasserkanalisation
  - Anlage 4: Regenwasserableitung

Die Karten wurden gescannt, im GIS verortet und von Hand digitalisiert.
- Gescannte Kanalnetzpläne M 1:2500 (ehem. Ost-Berlin) und M 1:4000 (ehem. West-Berlin) der Berliner Wasserbetriebe

- Berliner Wasserbetriebe – Kanalnetz und Schmutzfrachtberechnung in Einzugsgebiet APw Mitte, Scharnhorststraße (Berlin IV) – Istzustand – Erläuterungsbericht (bpi 1997)
- Berliner Wasserbetriebe – Kanalnetz und Schmutzfrachtberechnung in Einzugsgebiet APw Wedding, Bellermannstraße (BlnX) – Istzustand – Erläuterungsbericht (bpi 2002)
- Digitales Geländemodell des Panke-Einzugsgebietes
- Datensatz des Druckrohrleitungsnetzes zur Kläranlage Schönerlinde im Jahre 2003 aus dem „Integrated Sewage Management“ (ISM) Projekt (Kompetenzzentrum Wasser Berlin, Berliner Wasserbetriebe, Veolia, siehe z.B. Schroeder 2005)
- Aufzeichnungen über die Fördermengen der Pumpwerke
  - a) Von 1998 bis 2002 tägliche Angaben der Fördermengen nach Schönerlinde für die in Tabelle 7 dargestellten Pumpwerke (a). Für die Pumpwerke, die zu 100% nach Schönerlinde fördern, entsprechen die Angaben den Gesamtfördermengen.
  - b) Für 2003 und 2004 monatliche Angaben der Fördermengen nach Schönerlinde und der Gesamtfördermengen der in Tabelle 7 dargestellten Pumpwerke (b)
- Zulaufmessungen bei Trockenwetter, jeweils für Werktag, Samstag und Sonntag für die folgenden Pumpwerke: Buh (Juni 2000), Hdf (Mai 2000), Kar (Mai 2000), Nsch (Juni 1999), Ros (Juni 2005), Bln IV (April 1997), Bln X (Oktober 2000)
- Angaben über die maximal nutzbaren Speichervolumina in den Saugräumen der Pumpwerke und über die durch Rückstau im Kanalnetz maximal aktivierbaren Speichervolumina für die folgenden Pumpwerke: Buh, Hdf, Kar, Nsch, Ros, Bln IV, Bln X
- Regenwetterbeprobung 2003 – Auswertung und Bewertung (Keller 2004)
  - Regenwetterbeprobung im Zulauf zur Kläranlage Schönerlinde an 10 einzelnen Regenwettertagen im Zeitraum Juni 2003 bis Februar 2004
  - $Q$ , CSB, TKN, AFS,  $P_{\text{ges}}$
- Regendaten der Berliner Wasserbetriebe der Station Wedding in 5 min Zeitschritten von 1998 bis 2003 und von 1964 - 1994

## 6.1. Datengrundlage

Kürzel	Pumpwerksname	Daten- quelle	Bemerkung	Förderanteil nach Schönerlinde (2003 – 2004, aus b)
BlnIV	Berlin IV	a		
BlnV	Berlin V	a b		ab April 03 100 %
BlnVIII	Berlin VIII	a b		0 % - 10 %
BlnIX	Berlin IX	a b		0 % - 47 %
BlnX	Berlin X	a b		0 % - 100 %
BlnXI	Berlin XI	a b		<b>100 %</b>
BlnXII		b		ab April 03 100 %
Bul	Buch I	a	ging im April 1999 außer Betrieb	
Bull	Buch II	a b		<b>100 %</b>
Buh	Buchholz	a b		<b>100 %</b>
Hdf	Heinersdorf	a b		<b>100 %</b>
Hsch	Hohenschönhausen	a b		April 03 – Juni 04 100 %
Kar	Karow	a b		<b>100 %</b>
Mal	Malchow	a b		ab März 04 0 % - 51 %
MarI	Marzahn I	b		ab März 03 0 % - 3 %
MarII	Marzahn II	b		ab Oktober 04 100 %
Nsch	Niederschönhausen	a b		<b>100 %</b>
Pan	Pankow	a b	ab 2000	<b>100 %</b>
Ros	Rosenthal	a b		<b>100 %</b>
Wit	Wittenau	a b		0 % - 79 %
	Umland	a		

**Tabelle 7: Datenquellen der Pumpwerksfördermengen**

### 6.1.2 Kläranlage

- Datenblatt aus Inbetriebnahmekonzeption des 2. Bauabschnittes der KA-Schönerlinde
  - Beckenvolumina
  - Volumenströme
- Daten aus Routinemessungen:
  - Manuelle Messwerte (März bis Juni 2003)
    - Zulauf (CSB, BSB<sub>5</sub>, NH<sub>4</sub>-N, AFS, P<sub>ges</sub>, o-PO<sub>4</sub>-P) als 24h-Mischproben etwa jeden dritten Tag, nach Zugabe des Schlammwassers
    - Ablauf (CSB, BSB<sub>5</sub>, NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N, P<sub>ges</sub>, o-PO<sub>4</sub>-P) als 24h-Mischproben etwa jeden zweiten Tag
    - Überschussschlamm (TS und GV) etwa jeden Tag
  - Onlinemesswerte (1. bis 14. März 2h-Mittelwerte, 15. März bis Juni Tagesmittelwerte)
    - Zulauf (Q), gesamt und an den Halblinien
    - Rücklaufschlamm (Q) für jede Linie
    - Rezirkulation (Q) nur für eine Linie
    - Ablauf (NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N, PO<sub>4</sub>-P)
    - Ablauf Entgasung an den Halblinien (NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N)
    - Sauerstoffmesswerte an vier Positionen im Nitrifikationsbecken für die Halblinien

Ab Anfang Mai 2003 wurden zu Wartungszwecken nacheinander Linien für etwa einen Monat außer Betrieb genommen. Daher sind die Messewerte ab Mai nur eingeschränkt zu gebrauchen.

### 6.2 Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell

Als Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell kommt das hydrologische Modell STORM (Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH 2003) zur Anwendung. Die Abflusskonzentration und der Abflusstransport werden mit Linearspeicherkaskaden abgebildet (siehe Kapitel 2.1.1.1). Die Stofffrachten des Regenabflusses bei Kanaleintritt werden mit einer konstanten Stoffkonzentration modelliert. Im Kanal werden die Stoffe konservativ transportiert (siehe Kapitel 2.1.1.2).

#### 6.2.1 Schmutzwasserkanal der Trenngebiete

##### 6.2.1.1 Modellierung des Fremdwassers

In Kapitel 4 wurde dargelegt, dass es im betrachteten Einzugsgebiet Probleme mit regenbürtigem Fremdwasser, das z. B. über Schachtabdeckungen oder Fehlanschlüsse in die Schmutzwasserkanäle des Trennsystems gelangt, gibt. Das Fremdwasser kann zu einem Überschreiten der Pumpwerkskapazität und damit verbunden zu Notauslässen in die Panke bzw. deren Nebenflüsse führen. Darüber hinaus kommt es zu einer erheblichen Mehrbelastung der Kläranlage. Die allgemein übliche Modellierung des Fremdwassers über einen konstanten Fremdwasserzuschlag reicht zur Abbildung der beschriebenen Problematik nicht aus. Daher wird im Folgenden ein detailliertes Verfahren zur Modellierung des Fremdwassers entwickelt.

##### 6.2.1.1.a Begriffsdefinitionen und Ursachen des Fremdwassers

In DIN EN 752-1 (Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden - Teil 1: Allgemeines und Definitionen, DIN 1995) wird Fremdwasser als „unerwünschter Abfluss in einem Entwässerungssystem“ definiert.

Die nach ATV-DVWK-Arbeitsgruppe ES-1.3 "Fremdwasser" (2003) wichtigsten Fremdwasserursachen sind in Tabelle 8 dargestellt.

Um den quantitativen Zusammenhang von Fremdwassermenge und Schmutzwassermenge zu beschreiben, sind die Begriffe Fremdwasseranteil (FWA) und Fremdwasserzuschlag (FWZ) gebräuchlich, die wie folgt definiert sind:

$$\text{Fremdwasseranteil (FWA)} = \frac{\text{Fremdwassermenge}}{\text{Gesamtabwassermenge}} \cdot 100\%$$

$$\text{Fremdwasserzuschlag (FWZ)} = \frac{\text{Fremdwassermenge}}{\text{Schmutzwassermenge}} \cdot 100\%$$

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

Der Fremdwasseranteil liegt immer zwischen 0 und 100%. Der Fremdwasserzuschlag kann auch Werte annehmen, die größer als 100% sind, z.B. entspricht ein FWZ von 200% einem FWA von 66%.

Fremdwasserkomponente		MW	SW	RW
a)	Eindringendes Grundwasser durch undichte Schächte und Kanäle	X	X	X
b)	Drainagewasser	X	X	X*
c)	Quellwasser und Bachwasser	X	X	X*
d)	Kühlwasser	X	X	
e)	Fehleinleitungen von Regenwasser		X	
f)	Zufluss von Regenwasser über Schachtabdeckungen		X	
g)	Oberflächenwasser von Außengebieten, die nicht planmäßig durch die Kanalisation entwässert werden sollen	X	X	X
X:	Die Fremdwasserkomponente gilt als Fremdwasser in dieser Kanalart			
*:	Die Zulässigkeit der Einleitung von Drainage-, Quell- und Bachwasser in Regenwasserkanäle ist im Einzelfall zu prüfen			

Quelle: ATV-DVWK-Arbeitsgruppe ES-1.3 "Fremdwasser" 2003

**Tabelle 8: Fremdwasserursachen bei Mischwasserkanälen (MW) sowie Schmutzwasser- (SW) und Regenwasserkanälen (RW) der Trennkanalisation**

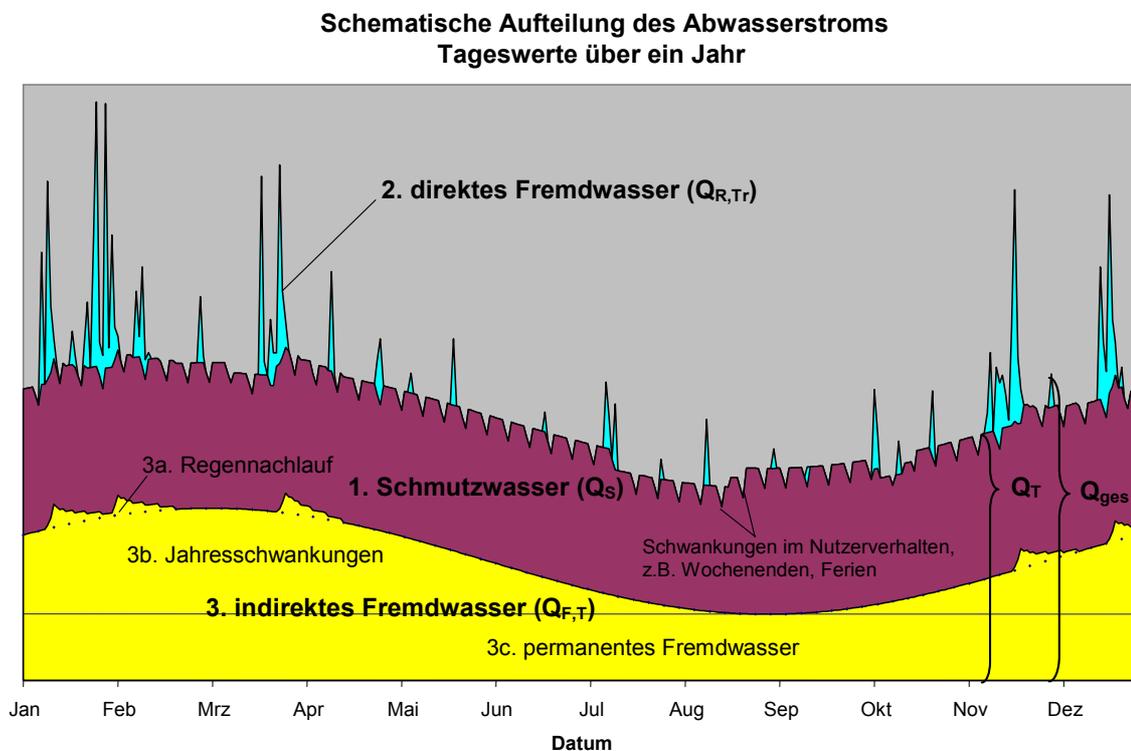
### 6.2.1.1.b Auswirkungen des Fremdwassers auf den Abfluss

Peters und König (2001) werten über einen Zeitraum von drei Jahren stündliche Abflussmessungen im Zulauf mehrerer Pumpwerke des Abwasserzweckverbandes Pinneberg aus und beobachten folgende Fremdwasserbezogene Phänomene, die in Bild 16 schematisch dargestellt sind :

- Kurzzeitige Abflussspitzen an Tagen mit hohem Niederschlag (Bild 16, Komponente 2).
  - Ursachen: Zufluss von Niederschlagswasser über Fehlan schlüsse von Dächern, versiegelten Flächen (Tabelle 8, e) und Drainagen (b) sowie über Schachtabdeckungen (f), Quell- und Bachwasser (c), Oberflächenwasser aus Außengebieten (g).
- „... erhöhte Abflusswerte als Nachlauf von starken Niederschlagsereignissen, welche über mehrere Tage oder sogar Wochen andauern können“ (Peters & König 2001, S. 49) (Bild 16, Komponente 3a).
  - Ursachen: Nach dem Regen kurzzeitig erhöhtes Grundwasserniveau oder Schichtenwasser, „... wodurch es zu erhöhter Infiltration über Undichtigkeiten in den Leitungen [(a)] bzw. erhöhtem Anfall von Drainagewasser [(b) sowie Quell- und Bachwasser (c)] kommt“ (Peters & König 2001, S. 49).

- „... periodische Schwankungen über einen Zeitraum von 12 Monaten, sodass im Winter generell höhere Abflusswerte als im Sommer zu verzeichnen sind“ (Peters & König 2001, S. 49) (Bild 16, Komponente 3b und 3c).
  - Ursachen: veränderliches Grundwasserniveau (a) und veränderlicher Anfall von Quell- und Bachwasser (c).

Infolge dieser Beobachtungen teilen Peters und König (2001) das Fremdwasser in direktes und indirektes Fremdwasser auf. „Direktes Fremdwasser fällt als unmittelbare Folge von Niederschlagsereignissen an. Es spiegelt sich in kurzen, diskreten Peaks wider. Indirektes Fremdwasser ist abhängig vom Grundwasserspiegel. Es unterliegt jahreszeitbedingten und mehrjährigen Grundwasserschwankungen sowie [dem] mehrwöchigem Nachlauf von Starkregenereignissen“ (Peters & König 2001, S. 49).



**Bild 16: Schematische Aufteilung des Abwasserstroms zur Modellierung des Fremdwassers**

### 6.2.1.1.c Verfahren zur Bestimmung von undurchlässiger Fläche ( $A_u$ ) und Trockenwetterabfluss ( $Q_T$ )

Das direkte Fremdwasser ( $Q_{R,Tr}$ , Bild 16, Komponente 2) wird abgebildet, indem ein gewisser Prozentsatz (3,5% bis 6%, aus Kalibrierung, s. u.) der versiegelten Flächen an den S-Kanal angeschlossen wird.

Das indirekte Fremdwasser ( $Q_{F,T}$ , Bild 16, Komponente 3) wird vereinfacht über einen sinusförmigen Jahresgang abgebildet, der für die Modellierung sägezahnförmig approximiert wird (Bild 18). Der Regennachlauf (Komponente 3a) wird nicht explizit modelliert. Das Schmutzwasser wird durch einen konstanten Jahresgang abgebildet.

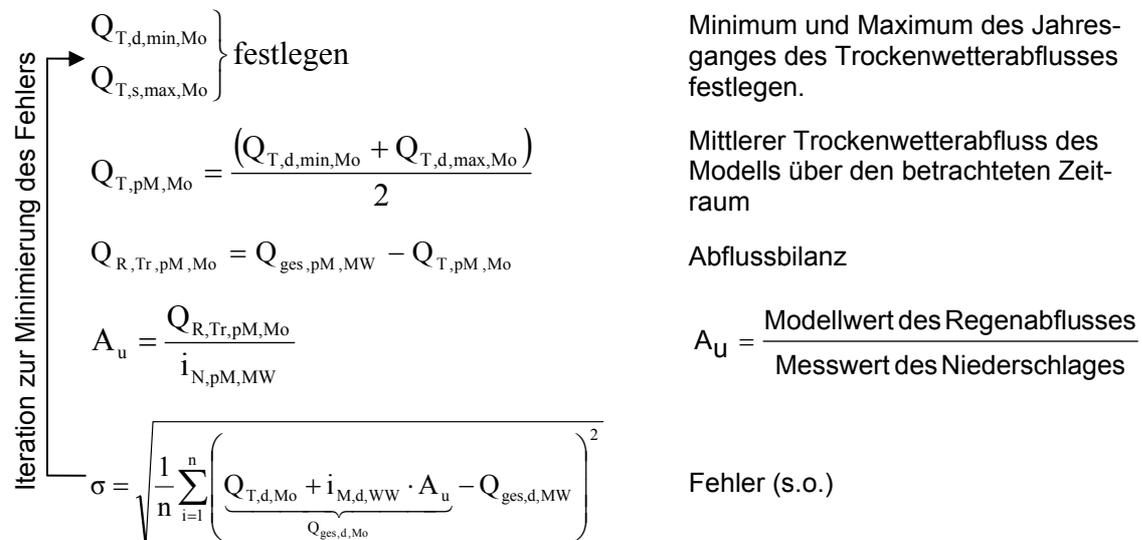
Die Bestimmung des Anteils der versiegelten Fläche, von dem der Regenabfluss in den S-Kanal gelangt ( $A_u$ ) und der Parameter des Trockenwetterjahresganges ( $Q_{T,d,min,Mo}$  und  $Q_{T,d,max,Mo}$ ) erfolgt durch Kalibrierung an den gemessenen Fördermengen, die als Tagessummen ( $Q_{ges,d,MW}$ ) für die Jahre 1998 bis 2002 vorlagen. Zur Kalibrierung wurde ein Verfahren (Bild 17) entwickelt, dem die folgenden Prinzipien zugrunde liegen:

1. Abflussbilanz über den betrachteten Zeitraum:

$$Q_{ges,pM,MW} = Q_{ges,pM,Mo} = Q_{T,pM,Mo} + Q_{R,Tr,pM,Mo}$$

2. Minimierung der Abweichungen der modellierten Abflüsse von den gemessenen Werten:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{ges,d,Mo} - Q_{ges,d,MW})^2} = \min$$



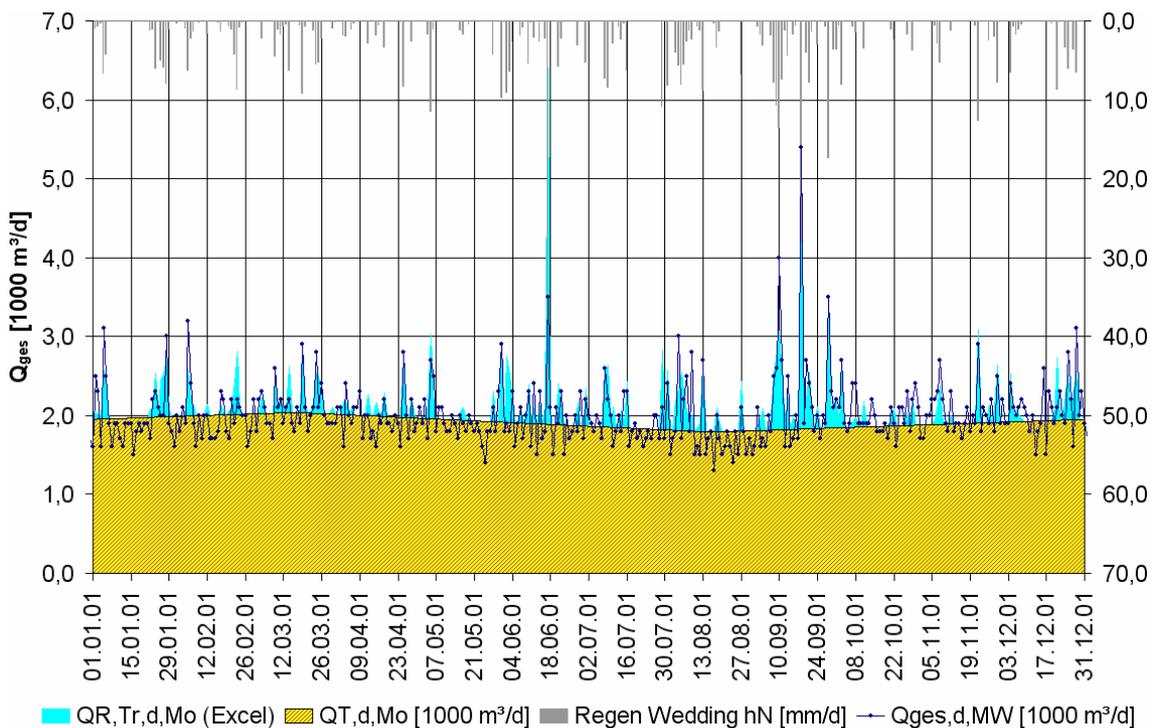
**Bild 17: Verfahren zur Bestimmung von  $A_u$  und  $Q_T$**

Die Umsetzung des Verfahrens erfolgte in Excel und die Iteration wurde durch ein Makro realisiert. Bei dem in Bild 17 beschriebenen Verfahren wurde zunächst angenommen, dass der gesamte Niederschlag, der auf die Fläche  $A_u$  fällt, zum Abfluss gelangt. Benetzungs- und Muldenverluste wurden nicht berücksichtigt. Diese treten aber in der Realität auf und sind auch im Modell STORM implementiert. Eine Abflussbilanz des fertigen STORM-Modells ergibt, dass im Mittel etwa 70% des Niederschlages zum Abfluss gelangen. Demnach scheint es zunächst plausibel, die ermittelten Flächen  $A_u$

mit dem Faktor 1/70% zu multiplizieren. Dieses Vorgehen führt tatsächlich zu einer exakt stimmigen Abflussbilanz. Da allerdings die Anfangsverluste bei starken Niederschlagsereignissen eine geringere Rolle spielen, als bei kleinen Niederschlagsereignissen, führt es zu überhöhten Spitzenabflüssen. Daher wurden mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate die Modellergebnisse an den Messwerten kalibriert und der Faktor für die Multiplikation zu 1/85% bestimmt.

Die Aufteilung des Trockenwetterabflusses in Schmutzwasser und Fremdwasser spielt eine geringe Rolle: Durch die Mischung des Schmutzwassers (Tagesgang) mit dem Fremdwasser (im Tagesverlauf konstanter Anfall) ergeben sich Konzentrationschwankungen im Tagesverlauf des Trockenwetterabflusses. Für die Modellierung wurde der tägliche Schmutzwasseranfall dem Minimum des Trockenwetterjahresganges gleichgesetzt.

### 6.2.1.1.d Ergebnisse der Kalibrierung

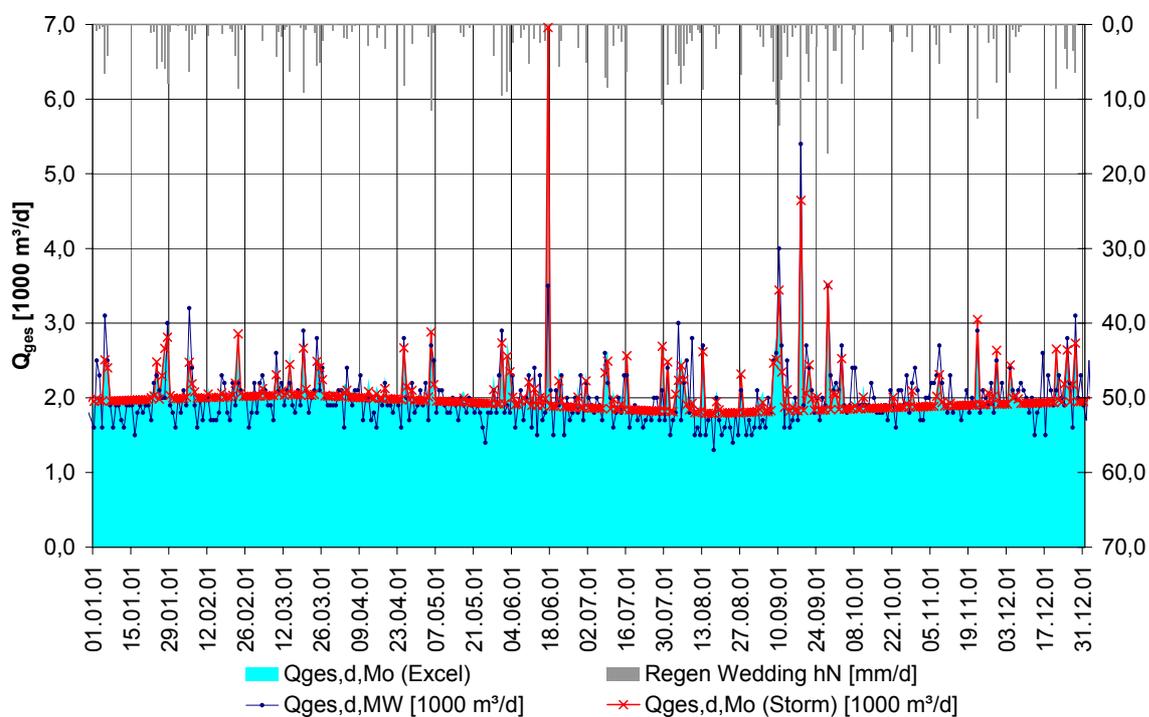


**Bild 18: Vergleich der Pumpwerksfördermengen mit den Ergebnissen der Kalibrierung des Excel Modells, exemplarisch für das Pumpwerk Rosenthal und das Jahr 2001**

In Bild 18 sind die gemessenen Fördermengen und die Ergebnisse der Kalibrierung des in Bild 17 beschriebenen Verfahrens (Excel Modell) exemplarisch für das Pumpwerk Karow und das Jahr 2001 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Fördermengen der Pumpwerke an regenfreien Tagen Schwankungen unterliegen, die vom Modell prinzipiell nicht abgebildet werden. Der Jahresgang des Trockenwetterabflusses wird im Mo-

dell gut nachgebildet. Der Regenwetterabfluss wird an vielen Tagen gut abgebildet, an einigen Tagen (z. B. 02.06.2001, 17.06.2001) gibt es jedoch deutliche Abweichungen. Die angenommene Ursache ist die räumliche Varianz des Regens, d. h., im Einzugsgebiet des Pumpwerkes unterscheidet sich die Niederschlagsmenge an diesen Tagen wesentlich von der Niederschlagsmenge am Standort des Regenschreibers. Zusammenfassend ist eine gute Übereinstimmung der Modellergebnisse mit den Messwerten zu erkennen.

In Bild 19 sind den Messwerten und den Ergebnissen des Excel-Modells die Ergebnisse des STORM-Modells gegenübergestellt es ist ebenfalls eine gute Übereinstimmung zu erkennen.



**Bild 19: Vergleich der Pumpwerksfördermengen mit den Ergebnissen der Kalibrierung des Excel Modells und des STORM Modells, exemplarisch für das Pumpwerk Rosenthal und das Jahr 2001**

In Tabelle 9 sind Flächenkennwerte, Einwohnerzahlen und Abflusskennwerte, die aus der Kalibrierung resultieren, dargestellt. Für das Minimum des Trockenwetterjahresganges ergeben sich Werte zwischen etwa 90 und 125 l/(E·d). Zum Vergleich: Das ATV A 118 nennt für den „...mittleren täglichen Wasserverbrauch der Bevölkerung inklusive Kleingewerbe...“ Werte von 80 bis 200 l/(E·d) (ATV A 118 1998, S. 11). Der mittlere Abwasseranfall in Berlin beträgt im Jahre 2004 156 l/(E·d) davon aus Haushalten 112 l/(E·d) (errechnet aus Angaben aus: Statistisches Landesamt Berlin 2005).

Für das Fremdwasser bei Trockenwetter ergeben sich bezogen auf die Einzugsgebietsfläche Werte zwischen  $\approx 0,005$  l/(s·ha  $A_E$ ) und  $0,02$  l/(s·ha  $A_E$ ); bezogen auf die be-

## 6.2. Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell

festigte Fläche ergeben sich Werte zwischen  $0,02 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha } A_{E,b})$  und  $0,05 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha } A_{E,b})$ . Zum Vergleich: Das ATV A 118 (1998, S. 12) nennt als stündliche Spitzenwerte für die Neuplanung von Kanalnetzen  $0,05$  bis  $0,15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha } A_{E,k})$ , bezogen auf das kanalisierte Einzugsgebiet ( $A_E > A_{E,k} > A_{E,b}$ ).

PW	EZ [E]	$A_E$ [ha]	$A_{E,b}$ [ha]	$A_u$ [ha]	$A_u/A_{E,b}$ [-]	Trockenwetterabfluss								
						Gesamt				SW	Fremdwasser			
						$Q_{T,d}$ [m <sup>3</sup> /d]		$w_{T,d}$ [l/(Ed)]		$w_{S,d}$ [l/(Ed)]	$w_{F,T,d}$ [l/(Ed)]		$q_{F,T,d,max}$ [l/(s·ha)]	
						min	max	min	max		min	max	bez. $A_E$	bez. $A_{E,b}$
Buh	18.779	694	175	8,38	4,8 %	1.680	2.090	89	111	89	0	22	0,01	0,03
Hdf	6.339	408	174	10,31	5,9 %	690	1.490	109	235	109	0	126	0,02	0,05
Kar	33.231	2.244	366	12,32	3,4 %	4.080	5.040	123	152	123	0	29	0,005	0,03
Nsch	84.980	1.185	549	24,18	4,4 %	9.480	11.120	112	131	112	0	19	0,02	0,03
Ros	15.580	586	185	10,92	5,9 %	1.790	2.040	115	131	115	0	16	0,005	0,02

$A_u$  mit Berücksichtigung von Benetzungs- und Muldenverlusten wie im STORM Modell eingesetzt.

$$A_u = A_{u,STORM} = 1/0,85 \cdot A_{u,EXCEL}$$

**Tabelle 9: Einzugsgebietskennwerte der Trenngebiete und Ergebnisse der Kalibrierung**

### 6.2.1.2 Datenaufbereitung und Modellerstellung

#### 6.2.1.2.a Pumpwerkseinzugsgebiete und Teileinzugsgebiete

Die Pumpwerkseinzugsgebiete wurden mit folgender Änderung aus dem Abwasserbeseitigungsplan (SenStadtUmT 1999) übernommen: Das Pumpwerk Buch I ist seit April 1999 außer Betrieb, und das dazugehörige Einzugsgebiet entwässert im Freigefälle zum Pumpwerk Karow. In Bild 20 ist exemplarisch das Einzugsgebiet des Pumpwerkes Niederschönhausen dargestellt. Die Unterteilung in Teileinzugsgebiete erfolgte auf folgender Datenbasis:

- Grobnetz der Schmutzwasserkanäle (braun) des Abwasserbeseitigungsplanes (SenStadtUmT 1999)
- Blockflächen des digitalen Umweltatlases (SenStadt 2005, Karte: Einwohnerdichten)
- Ergänzend: detaillierte Kanalpläne der BWB

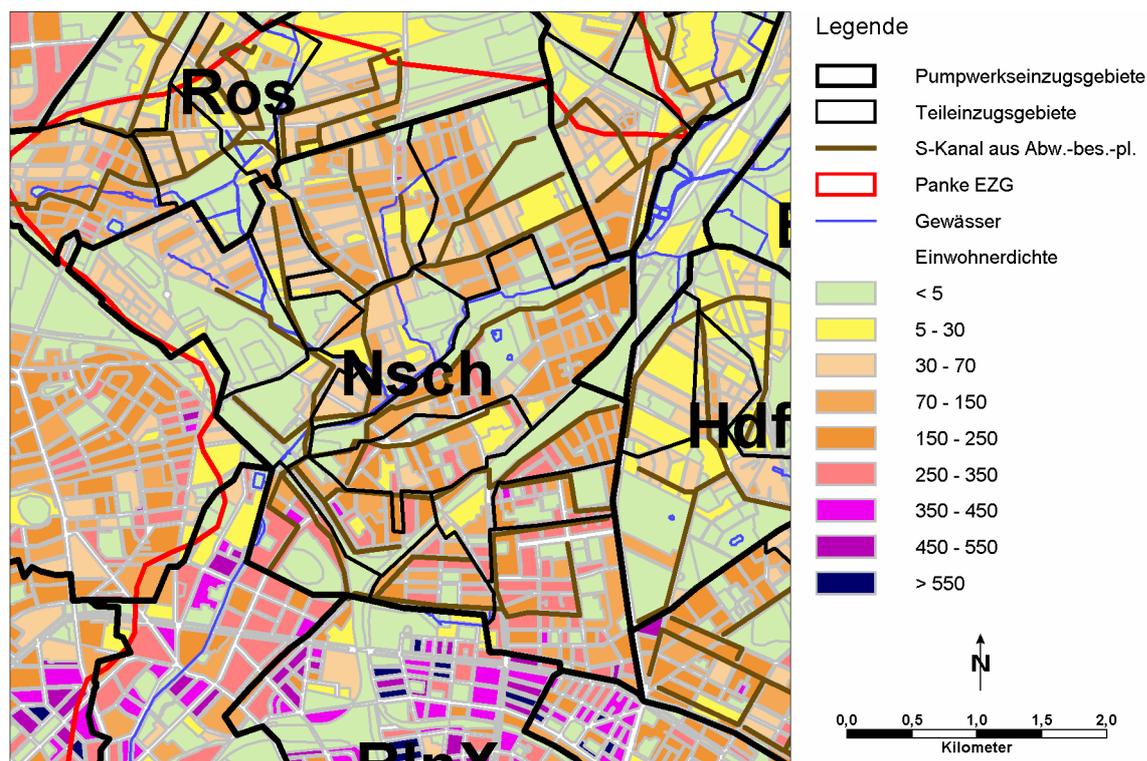
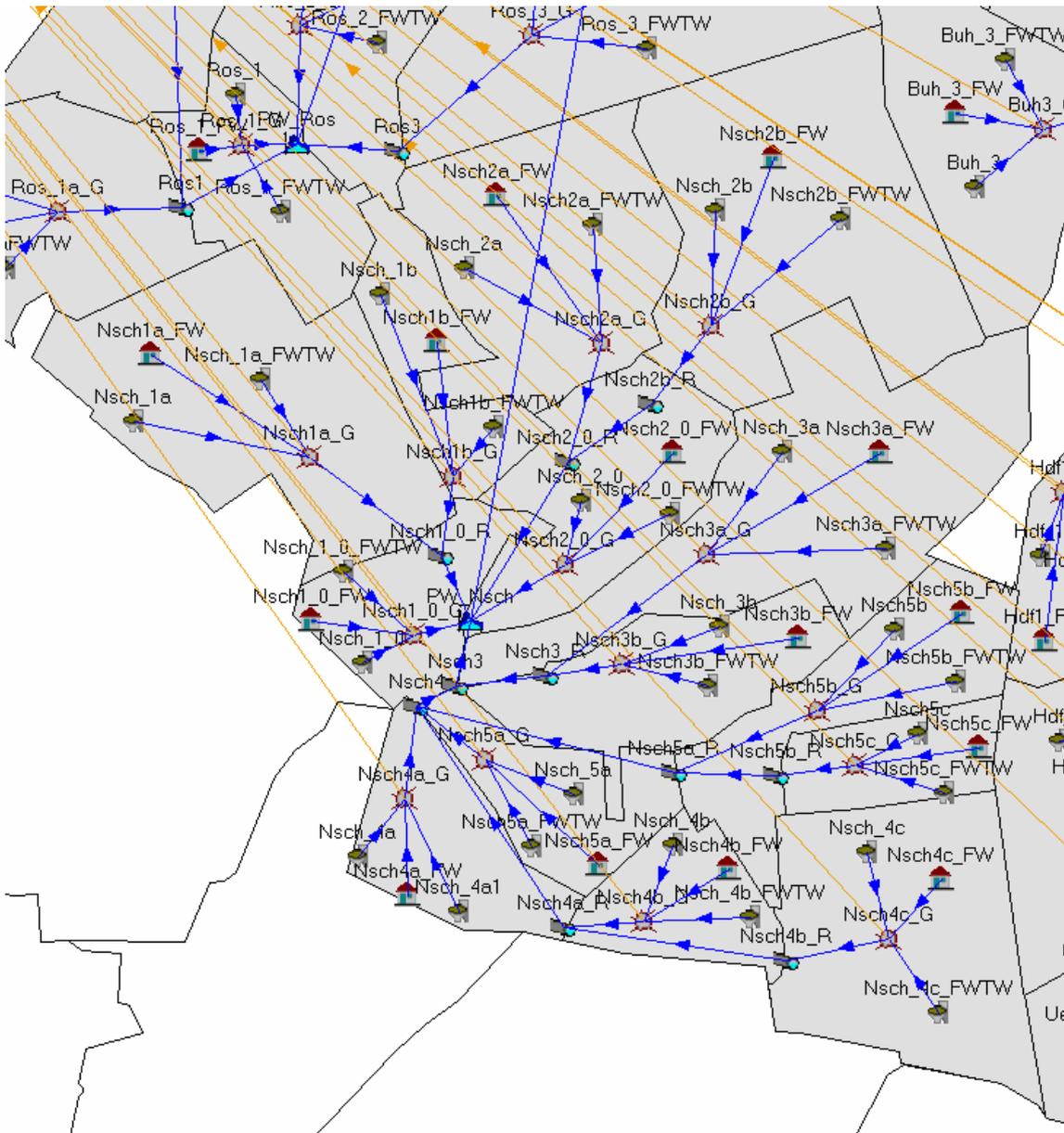


Bild 20: Einzugsgebiet des Pumpwerkes Niederschönhausen

In Bild 21 ist dasselbe Einzugsgebiet im Modell dargestellt. Für jedes Teileinzugsgebiet wurde ein Modellbaustein des Typs „Gebiet“ angelegt, der die Abflusskonzentration an der Oberfläche und in den kleinen, im Modell nicht explizit abgebildeten Kanälen abbildet.



**Bild 21: Einzugsgebiet des Pumpwerkes Niederschönhausen, Umsetzung im Modell**

Für die in Kapitel 6.2.1.1.b beschriebenen Komponenten des Abflusses werden je Teileinzugsgebiet drei weitere Modellelemente angelegt:

- Schmutzwasser: Trockenwetterelement
- Fremdwasser bei Trockenwetter: Trockenwetterelement
- Regenwasserabfluss im S-Kanal: Flächenelement

Die Verbindungsleitungen der Teileinzugsgebiete untereinander und mit dem Pumpwerk wurden auf der Grundlage des Grobnetzes der Schmutzwasserkanäle erstellt.

Alle Abflüsse eines Einzugsgebietes führen schließlich zum Pumpwerk, an dem die Abflüsse in eine Datei aufgezeichnet und an das Modell des Druckrohrleitungsnetzes (Kapitel 6.3) übergeben werden.

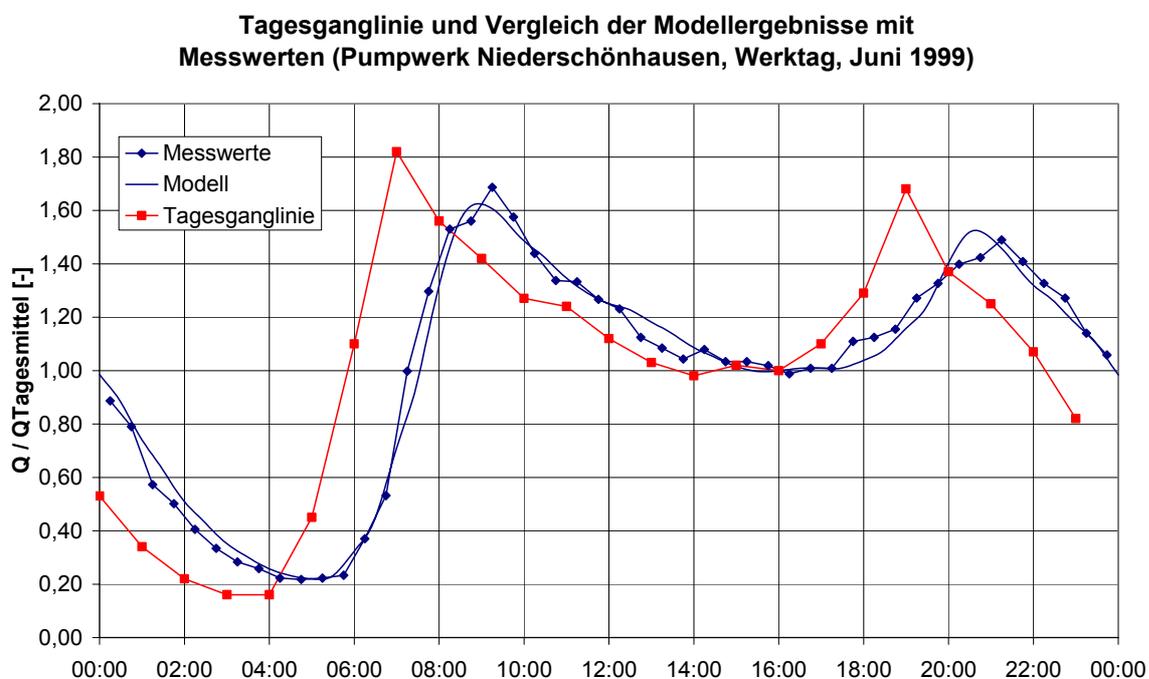
In den folgenden Unterkapiteln werden die eben eingeführten Elemente und die dazugehörigen Daten und Parameter näher erläutert.

### 6.2.1.2.b Einwohnerzahlen und Flächendaten

Zur Ermittlung der Einwohnerzahlen der Teileinzugsgebiete wurden die Einwohnerzahlen der Blockflächen des digitalen Umweltatlases (SenStadt 2005) verwendet. Dabei wurden immer ganze Blockflächen je einem Teileinzugsgebiet zugeordnet.

Die versiegelten Flächen des Einzugsgebietes wurden aus den „Fachlichen Ausarbeitungen zum STEP, Teil II“ (Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH 1999) entnommen. Die dort enthaltenen Werte beziehen sich jedoch lediglich auf die Blockflächen – Straßenflächen sind nicht enthalten. Daher wurden die Straßenflächen ermittelt, indem von der (gesamten) Fläche des Einzugsgebietes die (gesamte) Fläche der Blockflächen abgezogen wurde. Die so ermittelten Straßenflächen wurden zu den versiegelten Flächen des STEP hinzuaddiert. Wie bei der Ermittlung der Einwohnerzahl wurden immer ganze Blockflächen je einem Teileinzugsgebiet zugeordnet. Einwohnerzahlen und Flächendaten der Einzugsgebiete sind Tabelle 9 (S. 81) zu entnehmen.

### 6.2.1.2.c Belastungsdaten, Trockenwetterabfluss



**Bild 22: Verwendete Tagesganglinie und Vergleich des Tagesganges des Trockenwetterabflusses exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen**

Der Trockenwetterabfluss setzt sich aus dem Fremdwasser bei Trockenwetter und dem Schmutzwasser zusammen. Die täglichen Abflussmengen und deren jahreszeitlicher Verlauf wurden in Kapitel 6.2.1.1 bestimmt und sind Tabelle 9 (S. 81) zu entnehmen.

Der Tagesverlauf des Fremdwassers wurde konstant angenommen.

Für den Tagesverlauf des Schmutzwassers wurde eine Ganglinie für alle Pumpwerke erstellt, die sich aus einer Kalibrierung an den gemessenen Trockenwetterfördermengen der Pumpwerke ergibt. Vereinfachend wurde nur eine Ganglinie für Werkstage erstellt, die im Modell für die gesamte Woche angewendet wird. In Bild 22 ist diese Ganglinie dargestellt (rote Linie). Weiterhin zeigt Bild 22 exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen einen Vergleich der Messwerte im Pumpwerkszulauf mit Modellergebnissen. Es ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen.

### 6.2.1.2.d Belastungsdaten, Regenwetterabfluss

Als Niederschlagsdaten standen Messwerte der Berliner Wasserbetriebe der Station Wedding in 5 min Zeitschritten von 1998 bis 2003 und von 1964 - 1994 zur Verfügung.

Diese Messwerte wurden für das gesamte Einzugsgebiet verwendet.

### 6.2.1.2.e Abflussbildung

Mit dem in Kapitel 6.2.1.1 beschriebenen Verfahren wurde durch Kalibrierung die abflusswirksame Fläche ( $A_u$ ) der Pumpwerkseinzugsgebiete bestimmt. Daraus ergibt sich der Abflussbeiwert bezüglich der versiegelten Fläche ( $A_{E,b}$ ) zu  $\Psi = A_u / A_{E,b}$ . Über den so ermittelten Abflussbeiwert der Pumpwerkseinzugsgebiete werden für die einzelnen Teileinzugsgebiete die abflusswirksamen Flächen aus den versiegelten Flächen bestimmt und in das Modell übernommen. Es kommen die in Tabelle 10 dargestellten Abflussbildungsparameter zum Einsatz.

Flächenart	Benetzungs- verlust $h_b$ [mm]	Muldenverlust $h_m$ [mm]	Anfangs- abflussbeiwert $\Psi_0$ [-]	End- abflussbeiwert $\Psi_e$ [mm]
Befestigte Flächen	0,5	1,8	0,25	1

**Tabelle 10: Abflussbildungsparameter**

Die Entleerung der Benetzungs- und Muldenpeicher geschieht durch Verdunstung. Die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin (2005) gibt in der Datengrundlage zur Karte 02.13. des digitalen Umweltatlases für die potenzielle Verdunstung in Berlin Werte zwischen 610 mm und 630 mm an. Für das Modell wurde eine jährliche

potenzielle Gesamtverdunstung von 620 mm zugrunde gelegt, die einem Jahres- und Tagesgang unterliegt (siehe Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH 2003).

### 6.2.1.2.f Abflusskonzentration

Modellelemente des Typs „Gebiet“ bilden die Abflusskonzentration auf der Oberfläche in kleinen, im Modell nicht explizit abgebildeten Kanälen ab. Die Abflusskonzentration der Gebiete wird durch eine Speicherkaskade (Speicherzahl  $n=3$ ) abgebildet. Zur Berechnung der Speicherkonstante sind die Angabe der Oberflächenlaufzeit und der längsten Fließzeit im Kanal notwendig.

Für die Oberflächenlaufzeit wird der voreingestellte Wert von 5 min verwendet.

Für die Berechnung der längsten Fließzeit im Kanal wird die Kanalgeometrie herangezogen:

- Kanaldurchmesser und längste Kanallänge der Teileinzugsgebiete wurden aus den detaillierten Kanalplänen ermittelt.
- Die Sohlgefälle der Kanäle wurden mithilfe des digitalen Geländemodells (DGM) ermittelt. Da keine Information über die Tiefenlage der Kanäle vorhanden war, wurde angenommen, dass das Sohlgefälle dem Gefälle des Geländes entspricht, wobei jedoch ein Mindestsohlgefälle von 1‰ verwendet wurde.

Aus diesen Daten lassen sich mit den z. B. in ATV-DVWK A 110 (2001) beschriebenen Gleichungen die Fließgeschwindigkeit bei volllaufendem Rohr und somit die Fließzeit ermitteln.

Modellelemente des Typs „Verbindungsleitung“ bilden die Abflusskonzentration in den größeren Kanälen ab. Speicherzahl und Speicherkonstante werden vom Modell aus den eben genannten Geometriedaten des Kanals automatisch berechnet.

### 6.2.1.2.g Schmutzfrachten und Stoffkonzentrationen

Da über industrielle Einleiter keine Informationen vorlagen, werden nur Schmutzfrachten aus häuslichem Schmutzwasser berücksichtigt. Die Schmutzfracht ergibt sich aus der Einwohnerzahl eines Teileinzugsgebietes und den in Tabelle 11 dargestellten einwohnerspezifischen Frachten.

Der Tagesgang der Konzentration des Schmutzwassers wird konstant angenommen. Durch die Mischung des tageszeitlich variablen Schmutzwasserabflusses mit dem Fremdwasserabfluss ergibt sich jedoch ein Tagesgang der Konzentrationen des Trockenwetterabflusses.

## 6.2. Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell

Das Fremdwasser wurde als unbelastet angenommen. Für das Regenwasser wurden die in Tabelle 11 dargestellten Konzentrationen verwendet.

Parameter	Schmutzwasser		Fremdwasser	Regenwasser
	g/(E · d) <sup>1)</sup>	bez. 115 l/(E · d) mg/l	mg/l	mg/l
BSB <sub>5</sub>	60	522	0	35 <sup>2)</sup>
CSB	120	1043	0	140 <sup>2)</sup>
TS bzw. AFS	70	609	0	100 <sup>2)</sup>
NH <sub>4</sub> -N	7,3	63	0	1,2 <sup>3)</sup>
P <sub>ges</sub>	1,8	16	0	0,6 <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> ATV-DVWK A 131 (2000): Einwohnerspezifische Frachten, die an 85 % der Tage unterschritten werden. Der Wert für NH<sub>4</sub>-N ergibt sich unter Annahme einer Verteilung der N-Fractionen analog zu ATV-DVWK A-131 zu 2/3 · TKN.

<sup>2)</sup> BPI (2002), mittlere Konzentrationswerte des Regenwasserabflusses

<sup>3)</sup> Berechnet aus (BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999), siehe Anhang 11.2.1.1

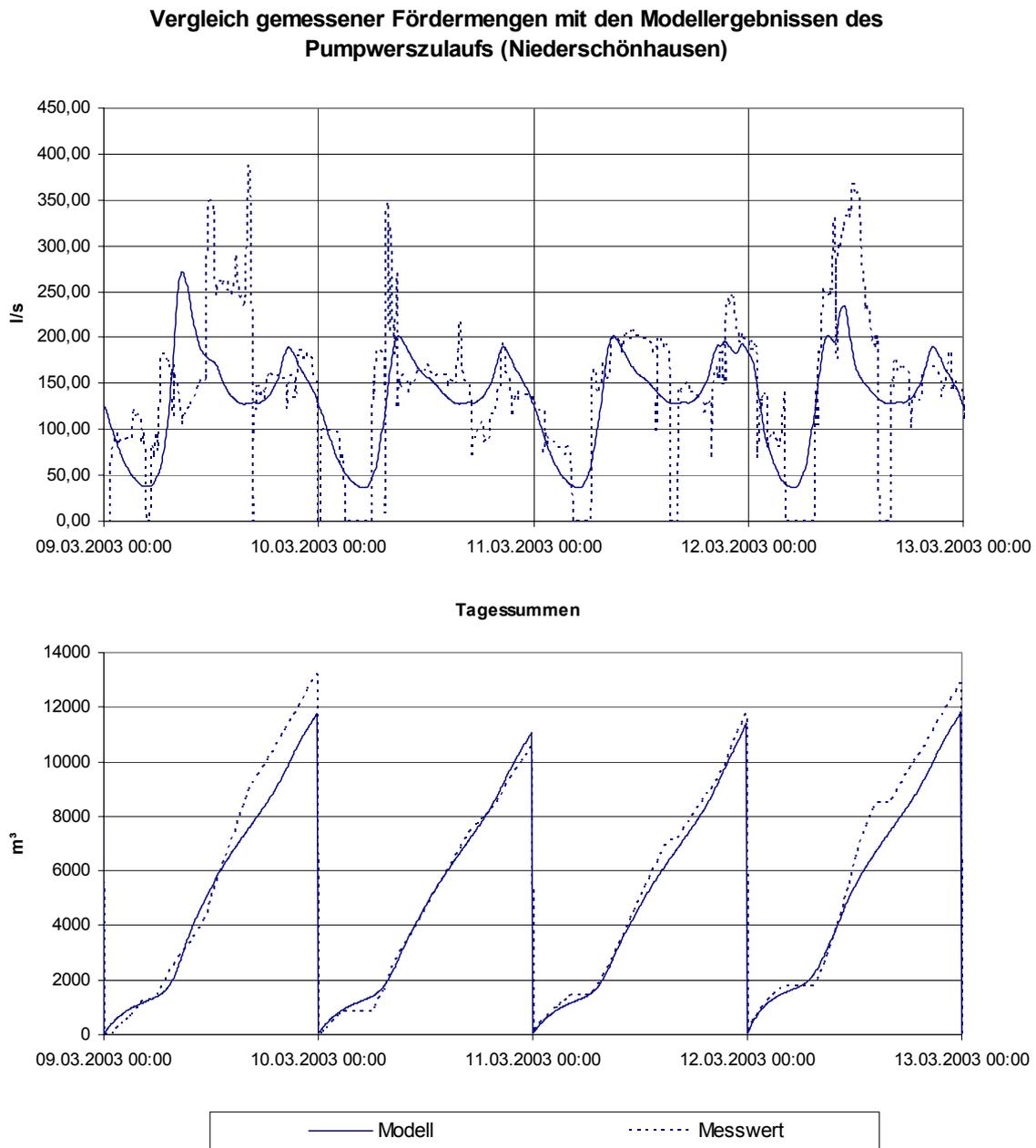
**Tabelle 11: Einwohnerspezifische Schmutzfrachten und Stoffkonzentrationen**

### 6.2.1.3 Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells

In Kapitel 6.2.1.1.d werden die modellierten Fördermengen mit Messwerten (Tagessummen) verglichen.

Darüber hinaus lagen zeitlich hoch aufgelöste Messungen der Fördermengen der Pumpwerke im Zeitraum vom 01.02.2003 bis zum 13.03.2003 vor. Am 09.03. und am 13.03. gab es Niederschlagsereignisse, die allerdings mit einer maximalen Intensität von 0,4 mm / 5 min eher gering sind. Da die Pumpwerke in der Realität nicht genau den Zulauf fördern, sondern füllstandsbedingt nach einer Systematik Pumpen an oder abschalten, entsprechen die Fördermengen in ihrem zeitlichen Verlauf nicht dem Zulauf. Daher ist mit den Messwerten nicht mehr als eine Plausibilitätsprüfung möglich. Darüber hinaus stand für die Modellierung nur ein Regenschreiber zur Verfügung, sodass der in der Realität gefallene Niederschlag eines Pumpwerkseinzugsgebietes nicht immer mit den verwendeten Messwerten übereinstimmt.

In Bild 23 wird exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen der Pumpwerkszulauf aus dem Modell mit den Messwerten verglichen. In der unteren Hälfte des Bildes sind die Summen der Fördermenge im Tagesverlauf dargestellt. In Anbetracht der genannten Einschränkungen liefert das Modell plausible Werte.



**Bild 23: Vergleich gemessener Fördermengen mit den Modellergebnissen des Pumpwerkszulaufs exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen**

### 6.2.2 Mischgebiete

Wie in Kapitel 4 dargelegt wurde, wird das Einzugsgebiet des Pumpwerkes Berlin X komplett im Modell abgebildet, und von dem Einzugsgebiet des Pumpwerkes Berlin IV wird der Teil abgebildet, der Mischwasserüberläufe in die Panke verursacht.

#### 6.2.2.1 Datenaufbereitung und Modellerstellung

##### 6.2.2.1.a Pumpwerkseinzugsgebiete und Teileinzugsgebiete

Wesentliche Datengrundlage für die Modellerstellung waren die Berichte der Kanalnetz- und Schmutzfrachtberechnungen von bpi (1997; 2002).

Die Grenzen der Pumpwerkseinzugsgebiete wurden aus den Berichten von bpi übernommen. Die Einteilung in Teileinzugsgebiete für die Modellierung (Bild 24) erfolgte auf Grundlage des Planes der Einflussflächen und des Planes der Regenentlastungen. In der Regel wurde für jede Regenentlastung ein Teileinzugsgebiet erstellt, das das Einzugsgebiet zwischen der betrachteten Entlastungsstelle und der nächsten oberhalb gelegenen Entlastung darstellt. Wo es sinnvoll war, wurden mehrere Regenüberläufe und deren Teileinzugsgebiete zusammengefasst. Zur Orientierung sind in Bild 24 Grobnetze der Mischwasserkanäle (braun) und Überlaufsammler (orange) aus dem Stadtentwicklungsplan (SenStadtUmT 1998) eingezeichnet.

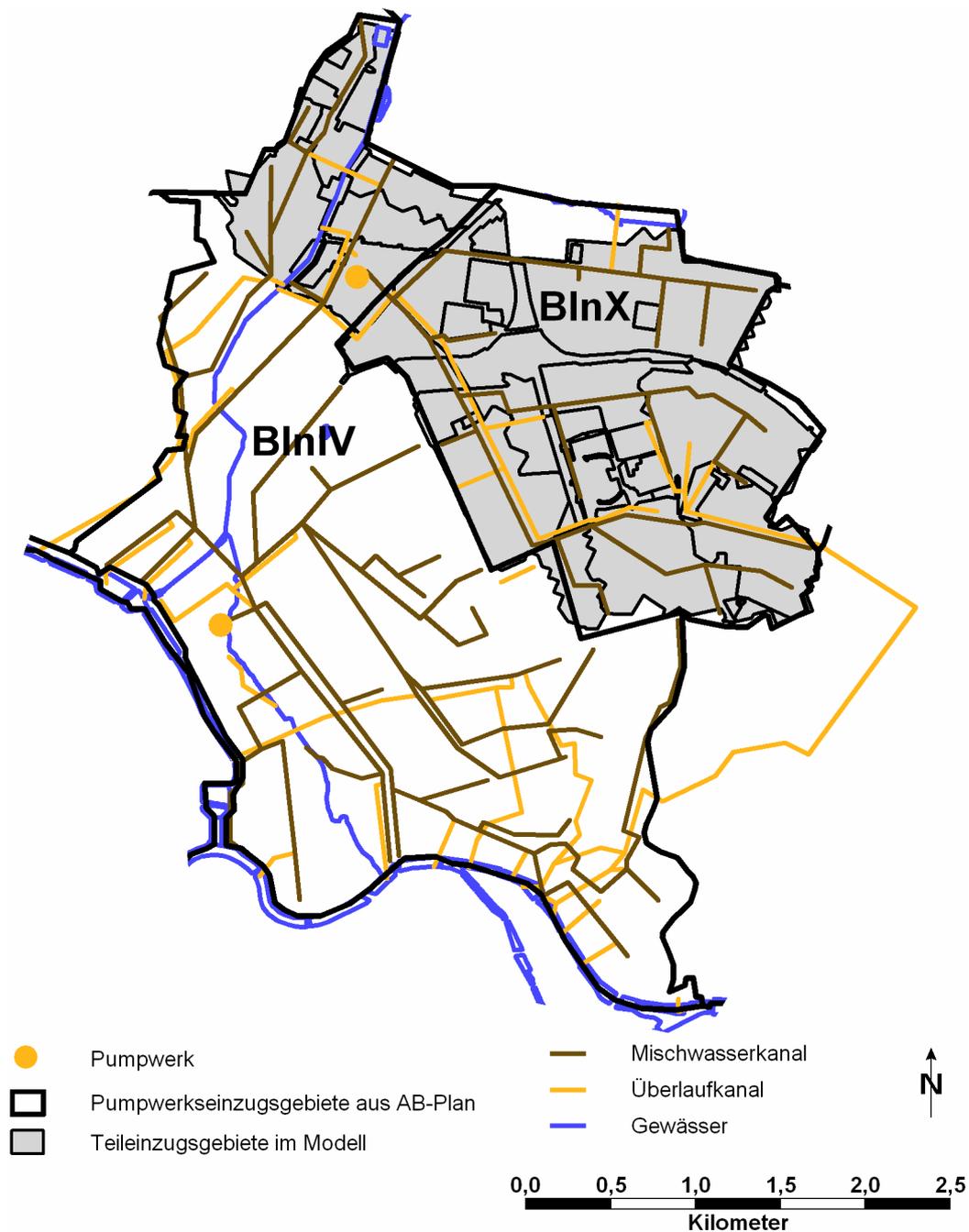
Für jedes Teileinzugsgebiet wurde ein Modellbaustein des Typs „Gebiet“ angelegt, der die Abflusskonzentration an der Oberfläche und in den kleinen, im Modell nicht explizit abgebildeten Kanälen abbildet. Für die einzelnen Komponenten des Abflusses werden je Teileinzugsgebiet drei weitere Modellelemente angelegt:

- Schmutzwasser: Trockenwetterelement
- Fremdwasser: Trockenwetterelement
- Regenwasserabfluss: je ein Flächenelement für Straßenflächen und Dachflächen

Die Verbindungsleitungen der Teileinzugsgebiete untereinander und mit dem Pumpwerk sowie die Entlastungssammler wurden ebenfalls auf der Grundlage der genannten Pläne von bpi (1997; 2002) erstellt.

Die Abflüsse der Einzugsgebiete führen schließlich zu den jeweiligen Pumpwerken, an denen die Abflüsse in eine Datei aufgezeichnet und an das Modell des Druckrohrleitungsnetzes und der Pumpwerke (Kapitel 6.3) übergeben werden.

In den folgenden Unterkapiteln werden die eben eingeführten Elemente und die dazugehörigen Daten und Parameter näher erläutert.



**Bild 24: Teileinzugsgebiete für die Modellierung der Pumpwerkseinzugsgebiete Berlin IV und Berlin X**

### 6.2.2.1.b Einwohnerzahlen und Flächendaten

Die Einwohnerzahlen der Pumpwerkseinzugsgebiete wurden aus den Berichten von bpi (1997; 2002) entnommen und über die auf das kanalisierte Einzugsgebiet  $A_{E,k}$  bezogene Einwohnerdichte (SenStadt 2005) auf die Teileinzugsgebiete verteilt.

Die Fläche des kanalisiertes Einzugsgebietes wurde aus den Flächen der Teileinzugsgebiete aus dem GIS ermittelt. Sie ist für Berlin X geringfügig größer als der Wert von

bpi (365 ha statt 359 ha), da kleinere Parkflächen nicht aus der Berechnung herausgenommen wurden.

Zur Ermittlung der befestigten Flächen der Teileinzugsgebiete wurden die Pläne mit den Befestigungsgraden von bpi (1997; 2002) herangezogen, die für dort für jede Haltungsfläche angegeben sind. Da die Teileinzugsgebiete mehrere Haltungsflächen zusammenfassen, wurde zunächst aus den Plänen ein mittlerer Befestigungsgrad für jedes Teileinzugsgebiet geschätzt. Dann wurden die geschätzten Befestigungsgrade für Berlin X geringfügig korrigiert, sodass die befestigte Fläche in der Summe exakt mit den Werten von bpi (2002) übereinstimmt (zunächst geschätzter Wert: 294 ha, korrigierter Wert: 290 ha). Für Berlin IV war eine Korrektur nicht möglich, da das Einzugsgebiet nicht komplett abgebildet wird.

Eine Übersicht über die Einwohnerzahlen und Flächendaten ist in Tabelle 12 dargestellt.

			Bln X	Bln IV		
				gesamt	abgebildet	[%]
Gesamtes Einzugsgebiet	$A_E$	ha	442,2	943,5	135,7	14,4 %
Kanalisiertes Einzugsgebiet	$A_{E,k}$	ha	365,3	731,8	109,8	15,0 %
Befestigte Fläche	$A_{E,b} = A_u$	ha	290,0	571,4	90,7	15,9 %
Nicht befestigte Fläche	$A_{E,nb}$	ha	75,3	160,4	19,0	
Einwohnerzahl	EZ	E	68249	106317	15951	15,0 %
Einwohnerdichte bez. $A_{E,k}$	ED	E/ha	186,8	145,3		
Trockenwetterabfluss, gesamt	$Q_T$	$m^3/d$	10100	24243	3637	15,0 %
	$w_T$	$l/(E \cdot d)$	148,0	228,0		
Schmutzwasser	$w_S$	$l/(E \cdot d)$	115,0	115,0		
Fremdwasser	$w_F$	$l/(E \cdot d)$	33,0	113,0		

**Tabelle 12: Flächendaten, Einwohnerzahlen und Belastungsdaten für die Pumpwerke Berlin IV und X**

### 6.2.2.1.c Belastungsdaten, Trockenwetterabfluss

Der mittlere Trockenwetterabfluss wurde aus den Berichten von bpi (1997; 2002) entnommen. Es war nicht möglich, wie bei den Trenngebieten einen Jahresverlauf zu ermitteln, da die entsprechenden Abflussmessungen nicht vorlagen (siehe Tabelle 7 S. 73). Es wurde daher ein konstanter Jahresverlauf angenommen. Der Schmutzwasseranteil wurde auf 115 l/(E·d) festgelegt. Der verbleibende Abfluss wurde dem Fremdwasser zugeordnet.

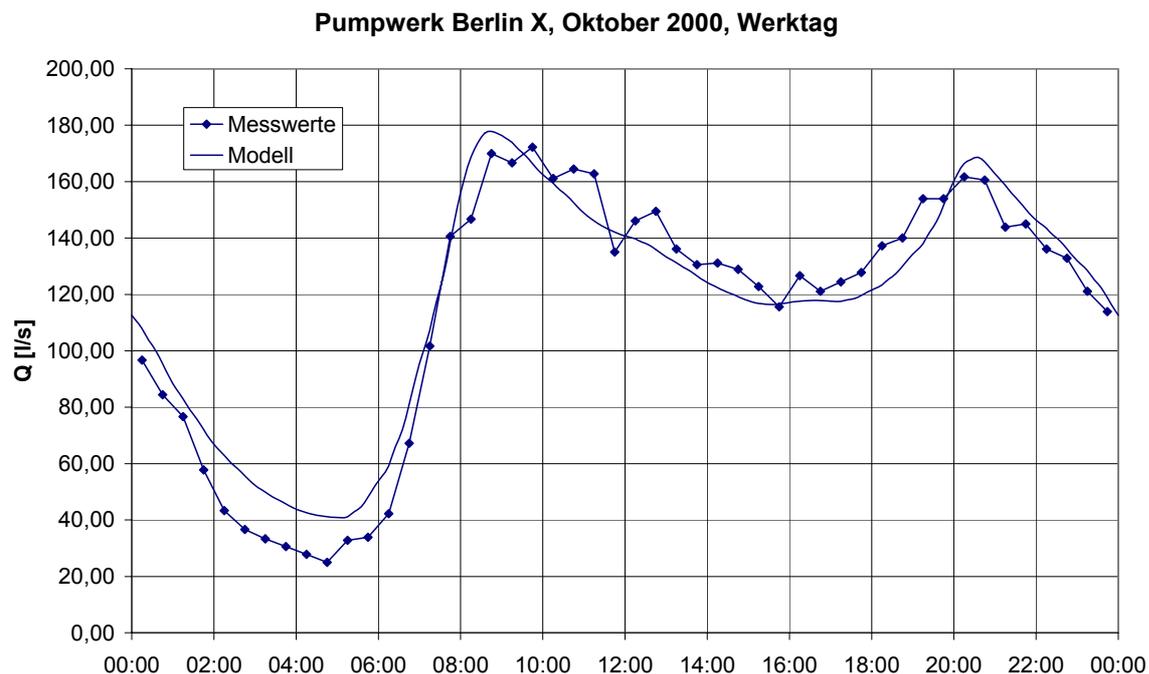
Das Einzugsgebiet Berlin X „...“ zeichnet sich durch einen geringen gewerblichen Anteil aus. Betriebe bzw. Institutionen mit einer produktionsbedingten erhöhten Schmutz-

wassereinleitung sind nicht vorhanden“ (bpi 2002). Für das Einzugsgebiet Berlin IV lagen keine Informationen über industrielle Einleiter vor.

Die verwendeten Belastungsdaten sind in Tabelle 12 zusammengestellt.

Der Tagesverlauf des Fremdwassers wurde konstant angenommen.

Für den Tagesverlauf des Schmutzwassers wurde die gleiche Ganglinie wie für die Trenngebiete verwendet. Bild 25 zeigt einen Vergleich der Messwerte des Pumpwerkszulaufs mit den Modellergebnissen. Es ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen.



**Bild 25: Vergleich des Tagesganges des Trockenwetterabflusses für das Pumpwerk Berlin X**

### 6.2.2.1.d Belastungsdaten, Regenwetterabfluss

Die Belastungsdaten sind für die Langzeitsimulation identisch mit den in den Trenngebieten (Kapitel 6.2.1.2.d) verwendeten Daten. Zur Kalibrierung der Mischwasserüberläufe (Kapitel 6.2.2.2.b) wurde zusätzlich der in bpi (1997; 2002) dargestellte Modellregen MR60,  $n = 1$  verwendet:

- Dauer:  $D = 60 \text{ min}$
- Niederschlagshöhe:  $N = 16,3 \text{ mm}$
- Häufigkeit:  $n = 1$
- Maximale Niederschlagsintensität:  $5,7 \text{ mm} / 5 \text{ min}$

### 6.2.2.1.e Abflussbildung

Die abflusswirksamen Flächen ( $A_u$ ) wurden wie in Kapitel 6.2.2.1.b aus den Unterlagen von bpi (1997; 2002) ermittelt. Die Abflussbildungsparameter sind in Tabelle 13 dargestellt. Der gegenüber dem Trennsystem (Tabelle 10) leicht veränderte Muldenverlust ergibt sich aus einer Kalibrierung der Abflussbilanz an den Ergebnissen von bpi (1997; 2002, Kapitel 6.2.2.2, Tabelle 14). Für die Verdunstung gilt das bei den Trennsystemen dargestellte (Kapitel 6.2.1.2.e).

Flächenart	Benetzungs- verlust $h_B$ [mm]	Muldenverlust $h_M$ [mm]	Anfangs- abflussbeiwert $\Psi_0$ [-]	End- abflussbeiwert $\Psi_e$ [mm]
Befestigte Flächen	0,5	2,1	0,25	1

**Tabelle 13: Abflussbildungsparameter**

### 6.2.2.1.f Abflusskonzentration

Es gilt das bei den Trennsystemen (Kapitel 6.2.1.2.f) Dargestellte. Zusätzlich standen an den Regenüberläufen aus den Berichten von bpi (1997; 2002) Sohlhöhen zur Verfügung, die zur Bestimmung des Sohlgefälles ergänzend zum DGM verwendet wurden.

### 6.2.2.1.g Sonderbauwerke

Die in den Einzugsgebieten vorhandenen Regenüberläufe werden über eine Drossel abgebildet. Die Drosselleistungen wurden durch Kalibrierung an den Überlaufmengen der Berechnungen von bpi (1997; 2002) ermittelt (siehe Kapitel 6.2.2.2, Tabelle 15 und Tabelle 16).

Für das Pumpwerk Berlin IV werden nur die Regenüberläufe mit den dazugehörigen Einzugsgebieten abgebildet. An der Stelle des Pumpwerkes wird eine Ganglinie aufgezeichnet, die an das Modell des ADL-Netzes übergeben wird.

Das Pumpwerk wird für die integrierte Simulation im Modell des ADL-Netzes (Kapitel 6.3) abgebildet.

Am Pumpwerk Berlin X befindet sich im Nebenschluss ein Regenüberlaufbecken mit einem Speichervolumen von 1500 m<sup>3</sup>, das über eine Pumpe mit  $Q_{\max} = 1100$  l/s aus dem Abwasserpumpwerk beschickt werden kann. Als maximale Fördermenge des Pumpwerkes zur Kläranlage werden in bpi (2002) 350 l/s festgesetzt.

Zur Kalibrierung der Überlaufmengen wurden das Pumpwerk und das Speicherbecken ebenfalls im STORM-Modell abgebildet.

Das Volumen des Pumpwerkes und das Volumen des Speicherbeckens werden durch ein gemeinsames Regenüberlaufbecken mit einer Drosselleistung von  $Q_{Dr} = 350$  l/s abgebildet.

Da in dem hydrologischen Modell STORM das durch Rückstau im Kanal nutzbare Speichervolumen nicht direkt modelliert werden kann, wird das im Kanalnetz maximal aktivierbare Speichervolumen dem Regenüberlaufbecken, welches das Pumpwerk und das Speicherbecken abbildet, zugeschlagen. Daraus ergibt sich ein Gesamtspeichervolumen von  $V_{ges} = V_{Pumpwerk} + V_{Speicher} + V_{Kanal} = 465 + 1500 + 1277 = 3242$  m<sup>3</sup>.

Die Aufzeichnung der Ganglinie für die integrierte Simulation erfolgt vor dem Regenüberlaufbecken, welches das Pumpwerk und die Speichervolumina abbildet. Das Pumpwerk und das Speicherbecken werden für die integrierte Simulation im Modell des ADL-Netzes (Kapitel 6.3) abgebildet.

### 6.2.2.1.h Schmutzfrachten und Stoffkonzentrationen

Es gilt das bei den Trennsystemen Dargestellte (Kapitel 6.2.1.2.g).

### 6.2.2.2 Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells

#### 6.2.2.2.a Abflussbilanzen

In Tabelle 14 sind die Abflussbilanzen der Einzugsgebiete Berlin X und IV dargestellt und mit den Werten von bpi (2002; 1997) verglichen. Für beide Einzugsgebiete sind die Bilanzen korrekt (unterste Zeile).

Der Niederschlagsabfluss stimmt für Berlin X mit dem Wert von bpi überein, für Berlin IV entspricht er 16%, was genau dem Anteil der versiegelten Flächen des Einzugsgebietes entspricht, die im STORM-Modell abgebildet werden. Aus den Unterlagen von bpi (1997; 2002) geht jedoch nicht eindeutig hervor, ob die Differenz aus Niederschlag und Regenabfluss auf die Anfangsverluste oder auf einen geringeren Endabflussbeiwert zurückzuführen sind.

Der Trockenwetterabfluss stimmt in Berlin X exakt mit den Werten von bpi (2002) überein, für Berlin IV entspricht er 15%, was genau dem Anteil der Einwohner entspricht, die im STORM-Modell abgebildet werden.

Die Entlastungsmenge wird für das Pumpwerk Berlin X mit 94% geringfügig unterschätzt, für Berlin IV stimmt sie mit 100% genau überein.

	Berlin X			Berlin IV					
				Abgebildeter Teil des EZG			Gesamtes EZG		
	STORM	bpi	%bpi	STORM	bpi	%bpi	bpi	%bpi	
Niederschlagshöhe $h_N$	mm	16,3	16,3	100 %	16,3	16,3	100 %	16,3	100 %
Benetzungsverlust $h_B$	mm	0,5			0,5				
Muldenverlust $h_M$	mm	2,1			2,1				
Befestigte Fläche $A_{E,b}$	ha	290	290	100 %	91			571	16 %
Endabflussbeiwert bez. $A_{E,b}$	$\psi_e$	1			1				
Undurchlässige Fläche $A_u$	ha	290			91				
Niederschlag auf $A_{E,b}$	mm	47270	47270	100 %	14792			93138	16 %
Regenabfluss	m <sup>3</sup> +	39730	39780	100 %	12433			78398	16 %
Abflussbeiwert bez. $A_{E,b}$		84 %	84 %		84 %			84 %	
Trockenwetterabfluss (1 d)	m <sup>3</sup> +	15120	15120	100 %	5704			38016	15 %
Fördermenge Pumpwerk	m <sup>3</sup> -	20356			10502				
Entlastungsmenge	m <sup>3</sup> -	34513	36879	94 %	7642	7658	100 %	72582	11 %
Bilanz	m <sup>3</sup> =	-19			-7				

**Tabelle 14: Abflussbilanzen der Pumpwerke Berlin X und IV für den Modellregen MR60, n=1 und Vergleich mit den Ergebnissen von bpi (1997; 2002)**

### 6.2.2.2.b Überlaufmengen

In Tabelle 15 sind für Berlin X die Drosselleistungen der einzelnen Mischwasserüberläufe und deren Überlaufmengen dargestellt, die den Werten von bpi (2002) gegenübergestellt werden. In der Summe werden im STORM Modell 2367 m<sup>3</sup> weniger entlastet als in den Berechnungen von bpi (2002). Im Folgenden werden die beiden wesentlichen Gründe dafür dargelegt:

- Die Ausschaltordinate für die Befüllung des Regenüberlaufbeckens wird in der Berechnung von bpi (2002) mit 37 mNN angesetzt. Oberhalb dieser Ordinate befindet sich ein für die Speicherung nutzbares Kanalvolumen von etwa 970 m<sup>3</sup>. Das heißt, auch wenn das Becken bereits gefüllt ist und überläuft, wird es weiterhin beschickt, obwohl im Kanal noch Speichervolumina zur Verfügung stehen. In der Realität kann durch das Betriebspersonal von den vorgegebenen Ausschaltpunkten abgewichen und die Befüllung des Regenüberlaufsbeckens früher beendet werden, was zu geringeren Überlaufmengen führt. Im STORM-Modell wurden die Speichervolumina von Regenüberlaufbecken, Pumpwerk und Kanalnetz in einem

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

Element zusammengefasst. Dies resultiert rechnerisch in einer optimalen Auslastung der Speichervolumina und führt somit zu einer geringeren Entlastungsmenge.

- Im hydrologischen Modell STORM können Rückstauphänomene zwar nicht abgebildet werden, dennoch wird auch beim ungehinderten Abfluss in den als Linearspeicherkaskade abgebildeten Verbindungsleitungen ein gewisses Volumen gespeichert, das in etwa proportional zum Abfluss ist. Während des verwendeten Modellregens wird in dem Rohrelement vor dem Pumpwerk ein Volumen von maximal 800 m<sup>3</sup> gespeichert, das entspricht etwa 50% des Volumens des Rohres. Dementsprechend sollten die bei kleinen Abflüssen im Kanalnetz aktivierbaren 1277 m<sup>3</sup> Speichervolumen nicht mehr vollständig zur Verfügung stehen. Im STORM-Modell werden die 1277 m<sup>3</sup> aber immer konstant als verfügbares Speichervolumen angesetzt. Dies führt zu einer Überschätzung der verfügbaren Speicherkapazität und zu einer Unterschätzung der Entlastungsvolumina.

Berlin X	Ziel	Drossel [l/s]	STORM [m <sup>3</sup> ]	bpi (2002) [m <sup>3</sup> ]	Differenz [m <sup>3</sup> ]
RÜB	P	350	3196	5021	1825
RUE27	P	1086	9584	9708	124
		<b>[(s·ha)]</b>			
RUE1	P	8,6	16994	17176	182
RUE2	P	41	53	52	-1
RUE22	P	25	1562	1619	57
RUE13bis16u18bis20u24	S	38	899	939	40
RUE3	P	21	326	338	12
RUE4u5	P	38	399	469	70
RUE7bis11	S	23	1500	1558	58
Summe Panke (P)	P		32113	34383	2270
Summe Spree (S)	S		2400	2497	97
<b>Summe</b>			<b>34513</b>	<b>36880</b>	<b>2367</b>

**Tabelle 15: Überlaufmengen der Regenüberläufe des Einzugsgebietes Berlin X**

Die Drosselleistungen der Mischwasserüberläufe in Berlin IV und deren Überlaufmengen sind in Tabelle 16 dargestellt und mit den Werten von bpi (1997) verglichen. Sie stimmen gut überein. Da das Einzugsgebiet Berlin IV im Modell nicht vollständig abgebildet wird, ist eine Überprüfung der gesamten Entlastungsvolumina nicht möglich. Der Regenüberlauf RUE74 entlastet in den Berlin-Spandauer Schifffahrtskanal, wurde

aber in die Modellierung einbezogen, da er kein eigenes Einzugsgebiet besitzt, sondern direkt auf RUE 103 folgt.

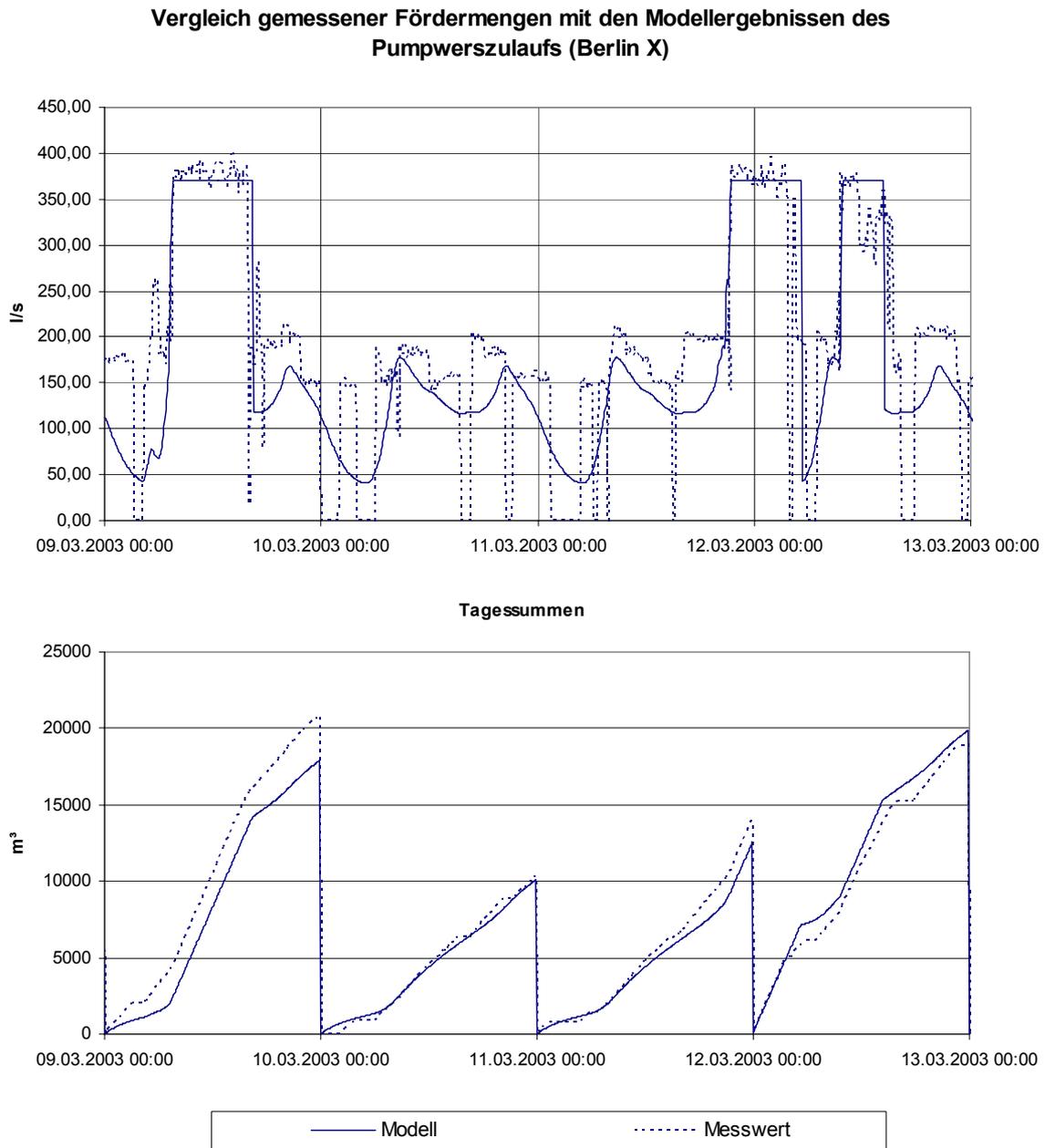
<b>Berlin IV</b>	<b>Ziel</b>	<b>Drossel</b> [l/(s*ha)]	<b>STORM</b> [m <sup>3</sup> ]	<b>bpi (1997)</b> [m <sup>3</sup> ]	<b>Differenz</b> [m <sup>3</sup> ]
RUE74	BS	17,5	592	597	5
RUE103	P	23,5	1454	1446,0	-8
RUE76u75	P	15	1181	1192	11
RUE106	P	9,5	2045	2032	-13
RUE73u72	P	12	1272	1273	1
RUE78u79u77	P	14,5	1097	1118	21
Summe Panke (P)	P		7049	7061	12
Summe Berlin Spandauer Schifffahrtskanal (BS)	BS		592	597	5
<b>Summe</b>			<b>7642</b>	<b>7658</b>	<b>16</b>

**Tabelle 16: Überlaufmengen der Regenüberläufe des Einzugsgebietes Berlin IV**

### 6.2.2.2.c Ganglinien

Es lagen zeitlich hoch aufgelöste Messungen der Fördermengen der Pumpwerke im Zeitraum vom 01.02.2003 bis zum 13.03.2003 vor. Am 09.03. und am 13.03. gab es Niederschlagsereignisse, die allerdings mit einer maximalen Intensität von 0,4 mm / 5 min eher gering sind. Da die Pumpwerke in der Realität nicht genau den Zulauf fördern, sondern füllstandsbedingt nach einer Systematik Pumpen an oder abschalten, entsprechen die Fördermengen in ihrem zeitlichen Verlauf nicht dem Zulauf. Darüber hinaus stand für die Modellierung nur ein Regenschreiber zur Verfügung, sodass der in der Realität gefallene Niederschlag eines Pumpwerkseinzugsgebietes nicht immer mit den verwendeten Messwerten übereinstimmt.

In Bild 26 wird exemplarisch für das Pumpwerk Berlin X der Pumpwerkszulauf aus dem Modell mit den Messwerten verglichen. In der unteren Hälfte des Bildes sind die Summen der Fördermenge im Tagesverlauf dargestellt. In Anbetracht der genannten Einschränkungen stimmen die Grafen gut überein. Insbesondere ist bei der Dauer, während der mit maximaler Förderleistung gepumpt wird, eine gute Übereinstimmung zu erkennen.



**Bild 26: Vergleich gemessener Fördermengen mit den Modellergebnissen der Pumpwerksfördermenge des Pumpwerks Berlin X**

### 6.3 Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke

In Kapitel 4 wurden die Zusammenhänge im Einzugsgebiet dargestellt, in dem das gesamte Abwasser über Abwasserdruckrohrleitungen (ADL) zur Kläranlage gepumpt wird. Es wurde dargelegt, dass die Druckrohrleitungen bei einsetzender Mischwasserförderung zu einem Frachtstoß auf die Kläranlage führen und ihre Modellierung für die Abbildung des Zusammenspiels von Einzugsgebiet und Kläranlage daher zwingend erforderlich ist.

#### 6.3.1 Modellbaustein für die Druckrohrleitungen

In Kapitel 2 wurde dargestellt, dass sich das Abwasserdruckrohrleitungsnetz (ADL-Netz) mit derzeit verfügbaren Modellen zur Kanalnetzmodellierung nicht abbilden lässt. Ein Weg zur Umgehung des Problems (den Schroeder et al. (2005) beschreiten) wäre die Verwendung des Programms EPANET 2 (EPA 2000), das für die Berechnung von Trinkwassernetzen entwickelt wurde. In der vorliegenden Arbeit wird ein anderer Weg beschritten: Es wurde ein eigener Baustein auf der Basis von MATLAB-Simulink entwickelt. Dieser Schritt vereinfacht die Modellverknüpfung deutlich, da diese Plattform auch für die Kläranlage, die Pumpwerke und die Echtzeitsteuerung der Pumpwerke verwendet wird. Außerdem ermöglicht diese Vorgehensweise, Steuerungsalgorithmen umzusetzen, die zwischen unterschiedlichen Förderwegen umschalten und die, wie in Kapitel 8.1.5.2 dargelegt wird, in der Lage sind, den Frachtstoß drastisch zu reduzieren.

##### 6.3.1.1 Die Funktionsweise des Bausteins

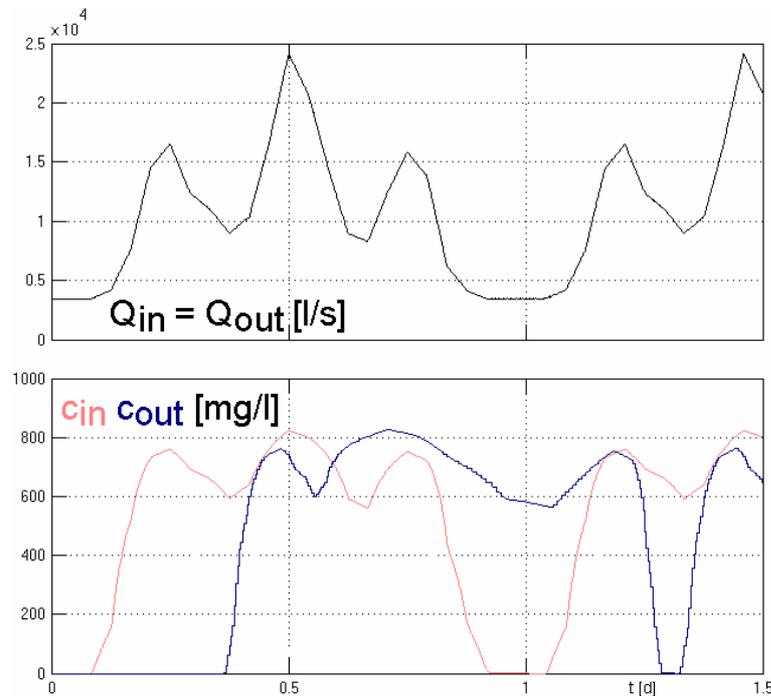
Die Funktionsweise des Bausteins wird in Bild 27 verdeutlicht:

In der oberen Hälfte ist der Durchfluss  $Q$  dargestellt, der im Zulauf und im Ablauf identisch ist, da es sich um vollständig mit Wasser gefülltes Druckrohr handelt. Der Zufluss des Druckrohres wird vom Pumpwerk bzw. dem vorangehenden Druckrohr bestimmt. Drücke werden nicht modelliert.

In der unteren Hälfte ist in rosa beispielhaft eine Zulaufkonzentration dargestellt. Der Baustein bildet eine reine Pfropfenströmung ohne Dispersion ab. Daher ist die in der zweiten Zeile in blau dargestellte Ablaufkonzentration gegenüber der Zulaufkonzentration um die hydraulische Aufenthaltszeit im Druckrohr verschoben. Da die hydraulische Aufenthaltszeit nicht konstant ist, sondern von dem variablen Zufluss abhängt, ergibt sich eine Verformung der Kurven.

Das Funktionsprinzip des Bausteins beruht darauf, dass das Druckrohr in eine Anzahl von Segmenten unterteilt wird, die im Modell durch das Rohr geschoben werden. Die Anzahl der Segmente für ein Druckrohr wurde so bestimmt, dass bei mittlerem

Trockenwetterabfluss ein Segment je Zeitschritt (5 min) gefüllt wird. Für die Rohrgeometrie ist ausschließlich das Volumen des Rohres entscheidend.



**Bild 27: Zu- und Ablauf des Druckrohrleitungsbausteins, Beispiel**

Die Umsetzung des Bausteins erfolgte als Simulink S-Funktion in MALTAB-Code. Detaillierte Informationen zur Funktionsweise des Bausteins, eine erläuternde Skizze und der Programmcode befinden sich in Anhang 11.2.2.1.

### 6.3.1.2 Nutzung des Bausteins mit SIMBA

Das Modul passt sich in die SIMBA 5 (Software zur Simulation von Abwassersystemen, ifak system 2005) Umgebung ein, ist aber auch ohne SIMBA direkt aus SIMULINK lauffähig.

Bei der Nutzung mit SIMBA ist es möglich, die zu transportierenden Stoffe in einer *pfox3*-Modelldatei zu definieren (dient nur der Beschreibung der Stoffe, den Prozessen kommt keine Bedeutung zu). Dadurch wird es möglich, SIMBA-Werkzeuge wie z. B. den Monitor zu verwenden. Die Nutzung der SIMBA Sankey-Diagramme ist ebenfalls möglich, da die Datei *SIMBAinfo.xml* um die entsprechenden Blockinformationen erweitert wurde.

### 6.3.2 Datenaufbereitung und Modellerstellung

#### 6.3.2.1 Druckrohrleitungen

Für die Druckrohrleitungen zur Kläranlage Schönerlinde wurde vom Kompetenzzentrum Wasser Berlin dankenswerterweise ein Datensatz des ISM-Projektes (siehe z. B. Schroeder 2005) zur Verfügung gestellt. Dieser Datensatz wurde anhand der räumlichen Informationen ins GIS importiert und aus den detaillierten Kanalplänen um den Anschluss des Pumpwerkes Berlin IV ergänzt (Kapitel 4.3). Das Druckrohrleitungsnetz ist in Bild 4 (S. 46) dargestellt. In das Modell wurden nur die in Kapitel 4.3 beschriebenen Teile übernommen. Für die Umsetzung im Modell wurden aus dem Datensatz des Druckrohrleitungsnetzes nur die Volumina der Rohre und die Informationen über die räumlichen Zusammenhänge benötigt. Alle Rohrsegmente zwischen zwei Knotenpunkten wurden für die Modellierung zu einem Element zusammengefasst. Bild 28 stellt das Modell des Abwasserdruckrohrleitungsnetzes dar. Parallel verlaufende Rohrleitungen des rechten Stranges wurden ebenfalls zu einem Block zusammengefasst.

#### 6.3.2.2 Allgemeine Zusammenhänge

Die Zuläufe zu den Pumpwerken werden aus Dateien in das Modell eingelesen (siehe Kapitel 6.6.1), gelangen dann in die Pumpwerke (Kapitel 6.3.2.3) und von dort über die Druckrohre zur Kläranlage, an deren Stelle eine Ganglinie in eine Datei aufgezeichnet wird, die dann von Kläranlagenmodell importiert wird.

Bei den blauen bzw. orangefarbenen Fähnchen handelt es sich um sogenannte „Goto“ bzw. „From“ Blöcke, die die Signale von einem „Goto“ zu dem entsprechenden „From“ Block weiterleiten. Die jeweils korrespondierenden „From“ bzw. „Goto“ Blöcke verbergen sich in den Blöcken „Pumpwerkssteuerung“ und „Aufzeichnung“. Der Block „Pumpwerkssteuerung“ ist für die in Kapitel 6.3.2.4 beschriebene Fördermengensteuerung der Pumpwerke zuständig. In diesem Block befinden sich u. a. die „Goto“ Blöcke zu den orangefarbenen „From“ Blöcken an den Pumpwerken, die die maximalen Fördermengen vorgeben. Im Block „Aufzeichnung“ werden Ganglinien an verschiedenen Stellen des Systems für die spätere Auswertung aufgezeichnet.

#### 6.3.2.3 Pumpwerke

Die Pumpwerke werden im Modell als Regenüberlaufbecken dargestellt, die bis zu einer vorgegebenen Regelfördermenge (Tabelle 17, Spalte 6) das anfallende Abwasser direkt weiterleiten. Fließt einem Pumpwerk mehr Wasser zu, als es fördern kann, erfolgt ein Einstau und schließlich ein Überlauf.

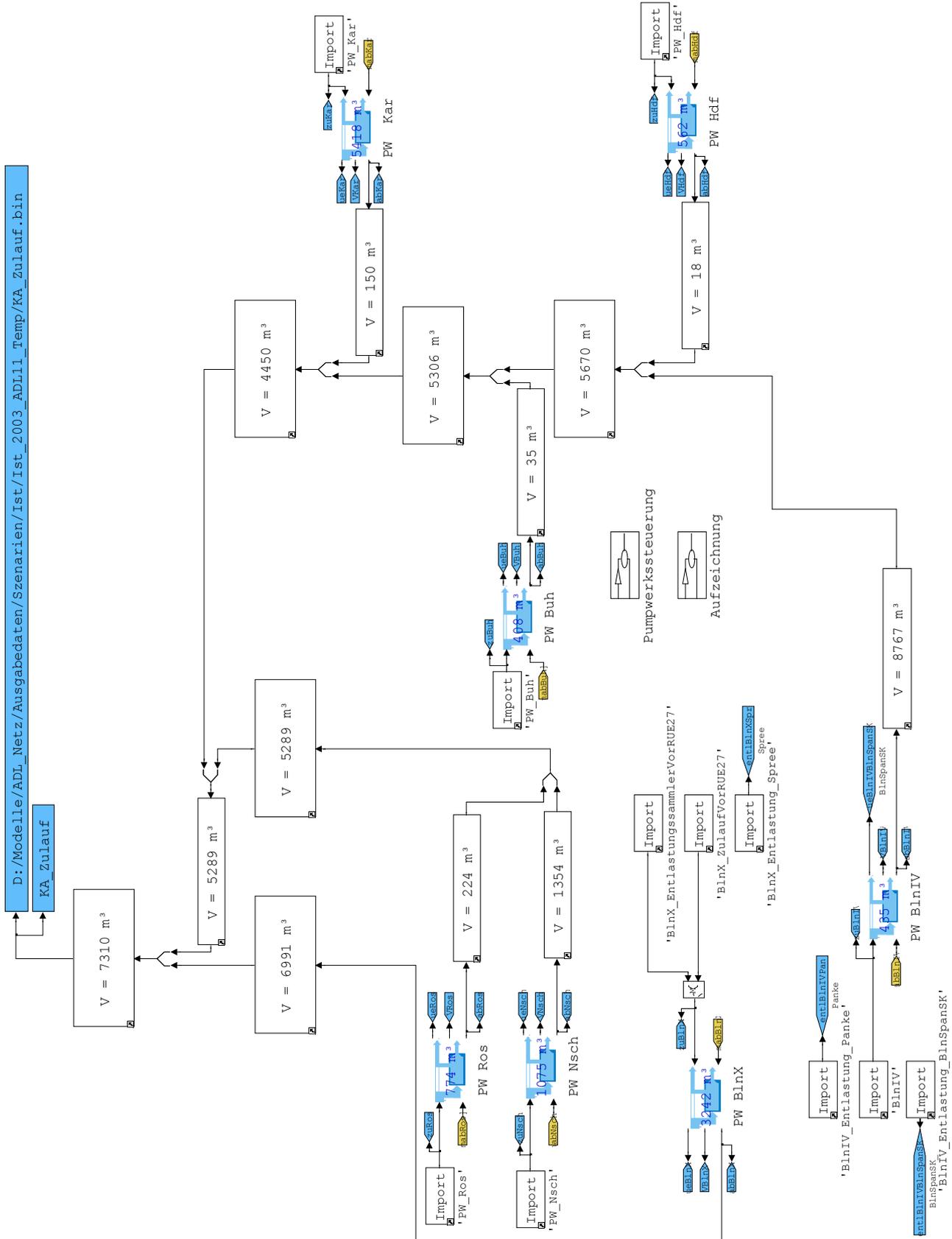


Bild 28: Modell des Abwasserdruckrohrleitungsnetzes

### 6.3. Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke

Bei allen Pumpwerken steht durch Rückstau ein gewisses Speichervolumen im Kanalnetz zur Verfügung, das genutzt wird, bevor es zum Überlauf kommt. Da in dem hydrologischen NA-Modell Modell STORM das durch Rückstau im Kanal nutzbare Speichervolumen nicht direkt modelliert werden kann, wird das im Kanalnetz maximal aktivierbare Speichervolumen dem Regenüberlaufbecken, das das Pumpwerk und das Speicherbecken abbildet, zugeschlagen. Ebenso wird mit dem Speicherbecken am Pumpwerk Berlin X verfahren. Da das Einzugsgebiet des Pumpwerkes Berlin IV nur zu 15% abgebildet ist, wurden die Speichervolumina und Fördermengen dieses Pumpwerkes mit diesem Faktor reduziert. In Tabelle 17 sind die Kennwerte der Pumpwerke dargestellt. In das Modell gingen die in Spalte 5 dargestellten Volumina inklusive Speicher und Stauvolumen im Kanalnetz ein.

Die in Tabelle 17 ganz rechts dargestellten maximalen Pumpenleistungen sind für die Steuerungsszenarien (Kapitel 7.5) von Interesse. Es sei angemerkt, dass aufgrund sich aufbauender Gegendrücke nicht alle Pumpen gleichzeitig mit maximaler Leistung fördern können.

Pumpwerk	Nr	Volumina			Fördermengen	
		Pumpwerk	PW und Speicherbecken	Maximales Stauvolumen incl. Speicherbecken und Kanalnetz	Regelförderung	Maximale Pumpenleistung
		m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	l/s	l/s
Buh	1	174		408	120	160
Hdf	2	118		562	170	200
Kar	3	516		5418	170	220
Nsch	4	26		1075	400	500
Ros	5	31		774	110	150
BInIV		60		2902	800	1000
BInIV · 15%	6	9		435	120	150
BIn X	7	465	1965	3242	370	450
Summe		1339		11914	1460	1830

**Tabelle 17: Kenndaten der Pumpwerke**

#### 6.3.2.4 Fördermengensteuerung der Pumpwerke im Ist-Zustand

Der maximal zulässige Mischwasserzufluss ( $Q_M$ ) zur Kläranlage beträgt das Zweifache der Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ). Aus Tabelle 18 geht hervor, dass dieser Wert überschritten würde, wenn alle Pumpwerke gleichzeitig mit der Regelförderleistung

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

förderten. Das liegt daran, dass den Pumpwerken der Trennsysteme eine größere Mischwasserförderung als die zweifache Trockenwetterspitze zugebilligt wird, um Notauslässe (siehe Kapitel 4) aufgrund von Fremdwasser zu vermeiden. Wenn der Fall eintritt, dass auf den Trenngebieten mehr als die zweifache Trockenwetterspitze gefördert wird, reduzieren die Mischwasserpumpwerke im Modell nach dem folgenden, an der realen Vorgehensweise angelehnten Prinzip die Förderung:

1. Da das Pumpwerk Berlin X einen Speicher hat, wird zunächst ausschließlich dort die Förderleistung reduziert.
2. Wenn die Förderleistung von Berlin X auf 50% gedrosselt wurde, wird die Förderleistung von Berlin IV ebenfalls gedrosselt.
3. Wenn die Förderleistung von Berlin IV ebenfalls auf 50% gedrosselt wurde, wird die Förderleistung von Berlin X weiter gedrosselt.

In Bild 27 kann die Steuerung anhand von Ganglinien eines Starkregenereignisses nachvollzogen werden. Der Algorithmus wurde in MALTAB-Code als Simulink S-Funktion implementiert.

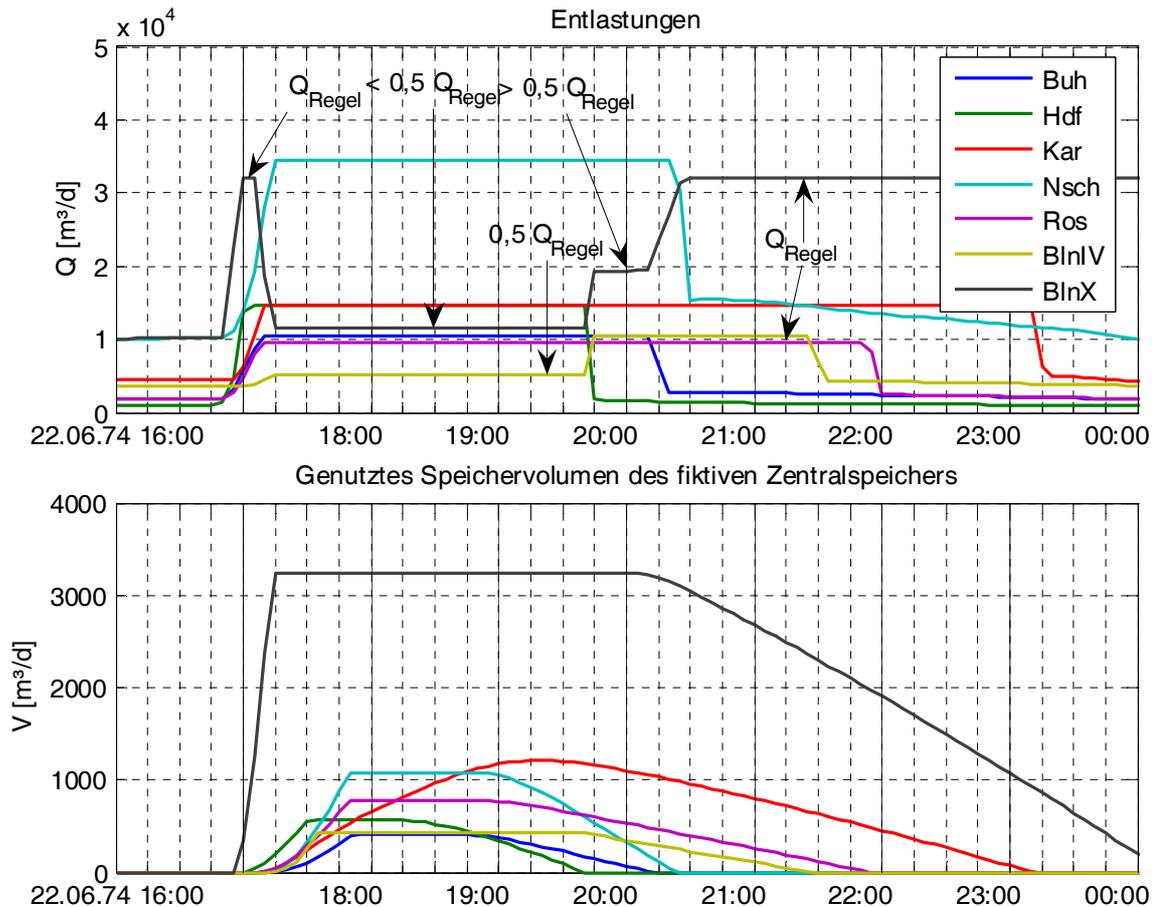
Abgebildete Pumpwerke	$Q_{T,d,min}^{1)}$	$Q_{T,d,max}^{1)}$	$Q_{T,d,aM}^{1)}$	$Q_{T,d,aM,16} = Q_{T,d,aM} \cdot 24/16$		$Q_M^{2)}$		$Q_M / Q_{d16}$
	m <sup>3</sup> /d	m <sup>3</sup> /d	m <sup>3</sup> /d	m <sup>3</sup> /d	l/s	m <sup>3</sup> /d	l/s	-
Buh	1680	2090	1885	2828	33	10368	120	3,7
Hdf	690	1490	1090	1635	19	14688	170	9,0
Kar	4080	5040	4560	6840	79	14688	170	2,1
Nsch	9480	11120	10300	15450	179	34560	400	2,2
Ros	1790	2040	1915	2873	33	9504	110	3,3
BInIV <sub>abgeb. Anteil</sub>	3637	3637	3637	5456	63	10368	120	1,9
BInX	10100	10100	10100	15150	175	31968	370	2,1
<b>Summe</b>	<b>31457</b>	<b>35517</b>	<b>33487</b>	<b>50231</b>	<b>581</b>	126144	1460	2,5
<b>KA (Modell)</b>						<b>100461</b>	<b>1163</b>	<b>2,0</b>
$KA_{Modell} / KA_{ges}$			0,372	0,372	0,372	0,372	0,378	
<b>KA (gesamt)<sup>3)</sup></b>			<b>90000</b>	<b>135000</b>	<b>1563</b>	<b>270000</b>	<b>3075</b>	<b>2,0</b>

<sup>1)</sup> Aus Kalibrierung, siehe Tabelle 9, S.81

<sup>2)</sup> Regelförderung aus Tabelle 17

<sup>3)</sup> Aus Inbetriebnahmekonzeption des 2. Bauabschnittes der KA-Schönerlinde

**Tabelle 18: Übersicht über Fördermengen und Kläranlagenzuflüsse**



**Bild 29: Pumpwerksteuerung des Ist-Zustandes, Ganglinien eines Starkregenereignisses**

#### 6.3.3 Berechnungsergebnisse des kalibrierten Modells

Für den Vergleich der Berechnungsergebnisse des Druckrohrleitungsnetzes lagen folgende Messwerte am Zulauf der Kläranlage vor (siehe auch Kapitel 6.1):

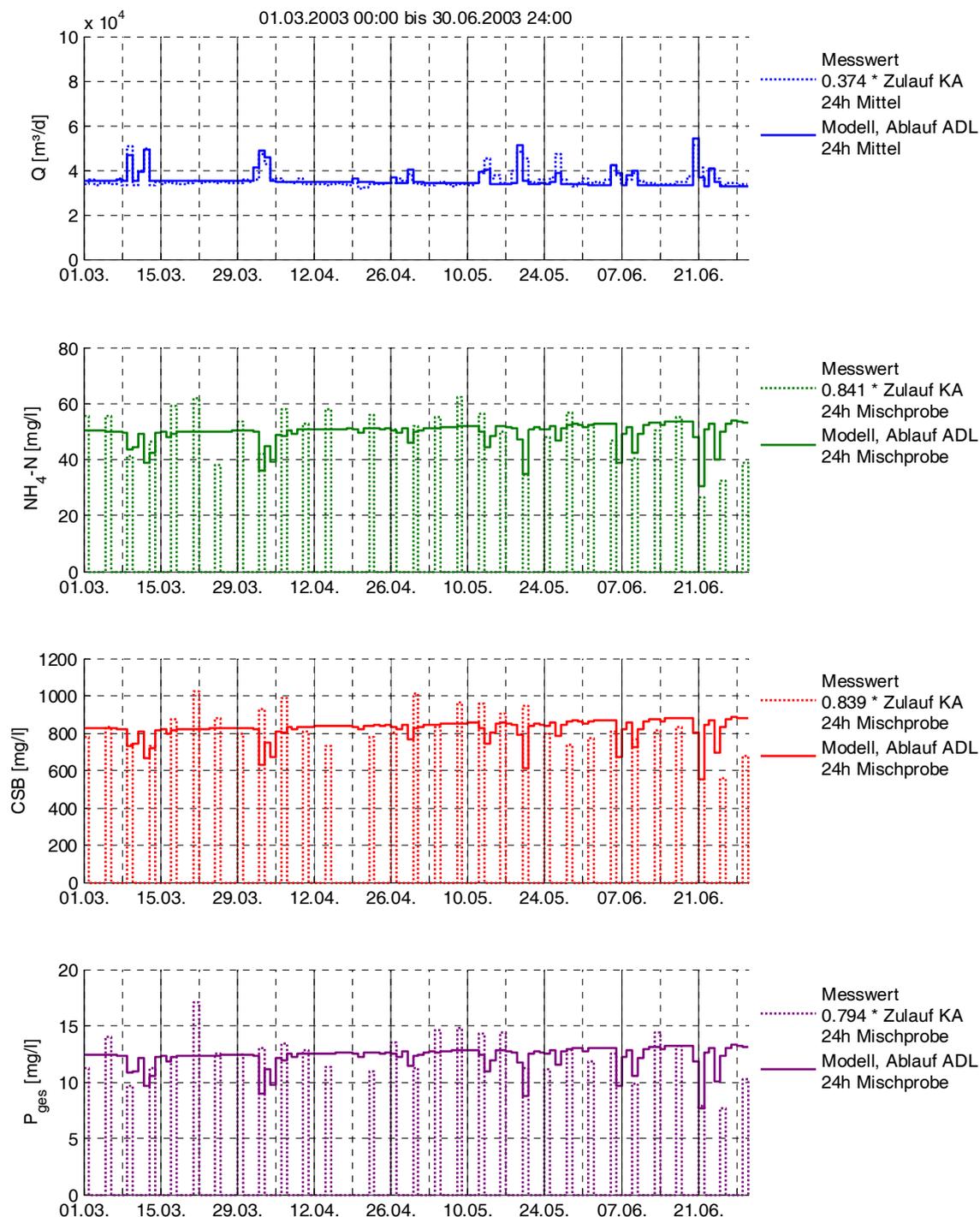
- Q
  - 1. bis 14. März 2003 2h-Mittelwerte
  - 15. März bis Ende Juni 2003 Tagesmittelwerte
- CSB, BSB<sub>5</sub>, NH<sub>4</sub>-N, AFS, P<sub>ges</sub>, o-PO<sup>4</sup>-P
  - März bis Juni 2003 als 24h-Mischproben etwa jeden dritten Tag
  - Nach Zugabe des Schlammwassers
- Q, CSB, TKN, AFS, AFS, P<sub>ges</sub>
  - An 10 einzelnen Regenwettertagen im Zeitraum Juni 2003 bis Februar 2004

In Bild 30 sind für den Zeitraum 01.03.2003 00:00 bis 30.06.2003 24:00 die Tagesmittelwerte der Messwerte und der Modellergebnisse (durchflussproportionale Mittelung) für die Parameter Q, NH<sub>4</sub>-N, CSB, P<sub>ges</sub> dargestellt.

Die Durchflussmesswerte des Zulaufs (Q) wurden bereits mit einem Faktor von 0,374 multipliziert, der sich aus dem Verhältnis Modellwert / Messwert ergibt und dadurch

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

begründet ist, dass nur ein Teil des realen Einzugsgebietes der Kläranlage im Modell abgebildet wird.



Graf der Messwerte = 0 bedeutet, dass keine Messwerte vorliegen.

**Bild 30: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufmesswerten der Kläranlage, Tagemittelwerte vom 01.03.2003 bis 30.06.2003**

### 6.3. Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke

---

Da die Messwerte im Zulauf zur Kläranlage bereits eine Rückbelastung durch Zentrat und Brüdenkondensat aus der Schlammbehandlung enthalten, ist zu erwarten, dass das Druckrohrleitungsnetz Konzentrationen errechnet, die unter den Messwerten liegen. Daher wurden die Konzentrationsmesswerte in Bild 30 bereits mit den in Tabelle 19 dargestellten Skalierungsfaktoren multipliziert, die dem mittleren Verhältnis Modellwert / Messwert (an den Tagen, an denen Messwerte vorlagen) entsprechen. Die Skalierungsfaktoren der Konzentrationen entsprechen üblichen Werten für eine Rückbelastung durch Schlammwasser (siehe Kapitel 6.4.2.2).

Parameter	Skalierungsfaktor Modellwert / Messwert
Q	0,374
NH <sub>4</sub> -N	0,841
CSB	0,839
P <sub>ges</sub>	0,794

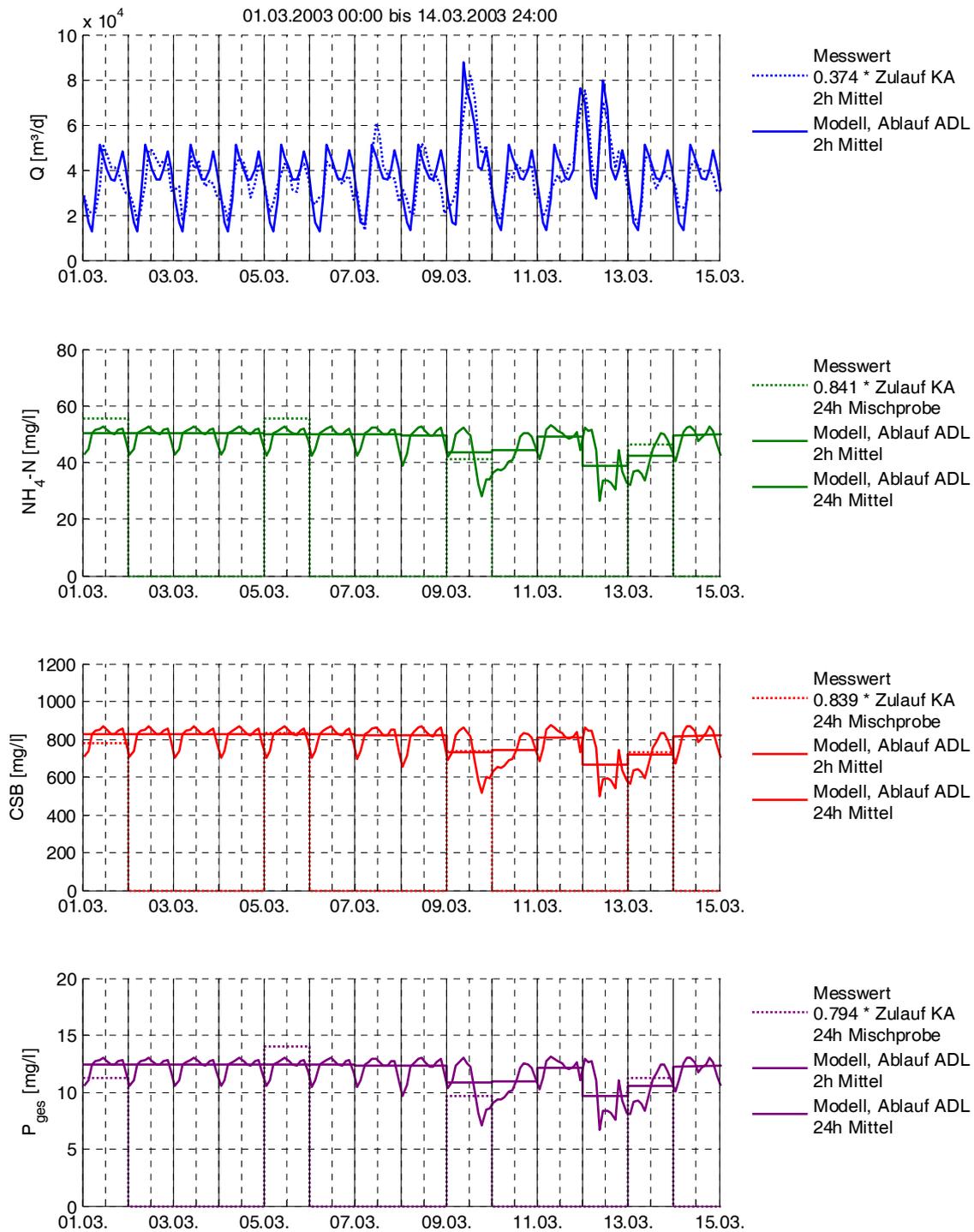
**Tabelle 19: Skalierungsfaktoren Modellwert Ablauf ADL / Messwert Zulauf KA**

In Bild 31 sind für den Zeitraum 01.03.2003 00:00 bis 14.03.2003 24:00 die gleichen Parameter für die Modellergebnisse als 2h-Mittelwerte dargestellt. Bei den Messwerten lag nur der Zufluss zur Kläranlage Q als 2h-Mittelwert vor.

Bei den Tagessummen des Abflusses (Bild 30) ist eine sehr gute Übereinstimmung an den Trockenwettertagen zu erkennen. Der Skalierungsfaktor 0,374 stimmt sehr gut mit dem Anteil der abgebildeten Einwohner (36%, siehe Kapitel 4.3) überein. Bei den Regenwettertagen gibt es ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Der wesentliche Grund für Abweichungen ist, dass nicht das gesamte Einzugsgebiet abgebildet wird und für den Teil, der abgebildet wird, nur ein Regenschreiber zur Verfügung steht. Daher kann es in Teilen des realen Einzugsgebietes mehr oder weniger stark regnen, als im Modell des abgebildeten Anteils. Vergleicht man den Skalierungsfaktor des Abflusses (37,4%) mit dem Anteil der abgebildeten versiegelten Flächen (33% siehe Kapitel 4.3), könnte man sich fragen, warum die Übereinstimmung an den Regenwettertagen so gut ist und der Abfluss nicht prinzipiell unterschätzt wird. Das liegt daran, dass der Zulauf der Kläranlage über die Fördermengenbegrenzung der Pumpwerke im Modell genau wie in der Realität auf die zweifache Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) begrenzt ist.

In Bild 31 ist ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung des Abflusses zu erkennen.

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes



**Bild 31: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte des Zuflusses vom 01.03.2003 bis 30.06.2003**

Da die Konzentrationsmessungen nur alle drei Tage als 24h-Mischproben vorlagen, ist eine Aussage über die Übereinstimmung der Modellergebnisse mit den Messwerten schwieriger als beim Abfluss. Zunächst fallen in Bild 30 Unterschiede an Trockenwettertagen auf, die vom Modell prinzipiell nicht abgebildet werden, da es für jeden Tag

die gleichen Schmutzfrachten ansetzt. An den Regenwettertagen wird der Rückgang der Ammonium Konzentrationen vom Modell sehr gut vorausgesagt. Bei CSB und  $P_{ges}$  kommt es an einigen Regenwettertagen bei den Messwerten zu hohen Konzentrationen (z.B. 2.4. und 20.5.), die wahrscheinlich durch die Remobilisierung von Kanalablagerungen hervorgerufen werden (von denen das gelöste Ammonium nicht betroffen ist), die im Modell nicht abgebildet werden.

In Bild 31 stimmen die modellierten Konzentrationen (24h-Mittel) gut mit den gemessenen überein. Da die Messwerte in Bild 31 nur als 24h-Mittelwerte zur Verfügung stehen, kann ein zeitlich hochaufgelöster Vergleich des Verlaufs der Konzentrationen nicht durchgeführt werden. Man erkennt jedoch deutlich, dass die modellierten Konzentrationen erst zeitlich versetzt nach der hydraulischen Spitze abnehmen und der Frachtstoßeffect somit nachvollzogen wird.

In Bild 32 werden Modellergebnisse mit Zulaufmesswerten eines Regenereignisses (05. und 06.06.2003) verglichen. Es ist erkennbar, dass die Konzentrationen erst deutlich (10 h) nach der hydraulischen Spitze abnehmen. Insbesondere beim CSB und  $P_{ges}$  ist zunächst eine sprunghafte Erhöhung der Konzentrationen zu erkennen, die durch die Remobilisierung von Kanalablagerungen hervorgerufen wird. Dieses Phänomen ist beim TKN, der überwiegend in gelöster Form als Ammonium vorliegt, in abgeschwächter Form zu beobachten. Im Modell werden diese Remobilisierungen prinzipiell nicht abgebildet.

Da es sich um partikuläre Stoffe handelt, wird ein großer Teil von ihnen am Rechen, im Sandfang und in der Vorklärung der Kläranlage abgeschieden. Für die nachfolgende Modellierung der KA sind die Erhöhungen des CSB und P eher unkritisch zu bewerten, da die Kläranlage bezüglich des CSB große Leistungsreserven hat und sich die Leistung der P-Elimination über eine erhöhte Fällmittelzugabe steigern lässt. Bezüglich des TKN könnte das Vernachlässigen der Remobilisierung im Modell zu einer geringen Unterschätzung der Ammonium-Ablaufwerte führen.

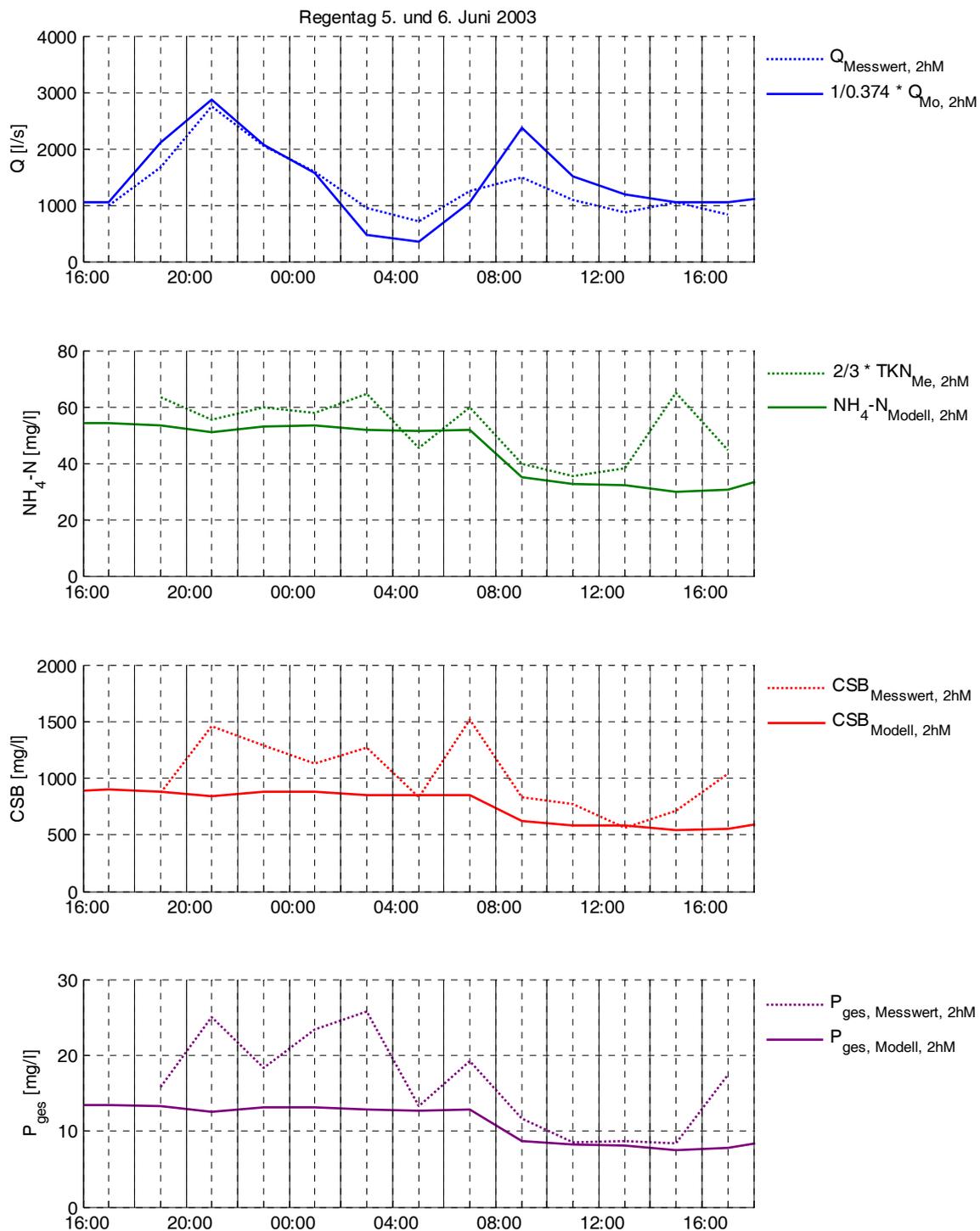
Während der zeitliche Verlauf der Zulaufkonzentrationen der Kläranlage am 5./6. Juni durch das Modell gut getroffen wird, kommt es am 29./30. August (Bild 33) zu deutlicheren Abweichungen, da Remobilisierungen bei diesem Ereignis einen größeren Einfluss haben.

Fazit: Bei einigen Ereignissen kommt es aus folgenden Gründen zu Abweichungen zwischen Modellergebnissen und Messwerten:

- Es wird nur ein Teil des realen Einzugsgebietes abgebildet.
- Es steht nur ein Regenschreiber zur Verfügung.
- Remobilisierungen von Kanalablagerungen werden nicht modelliert.

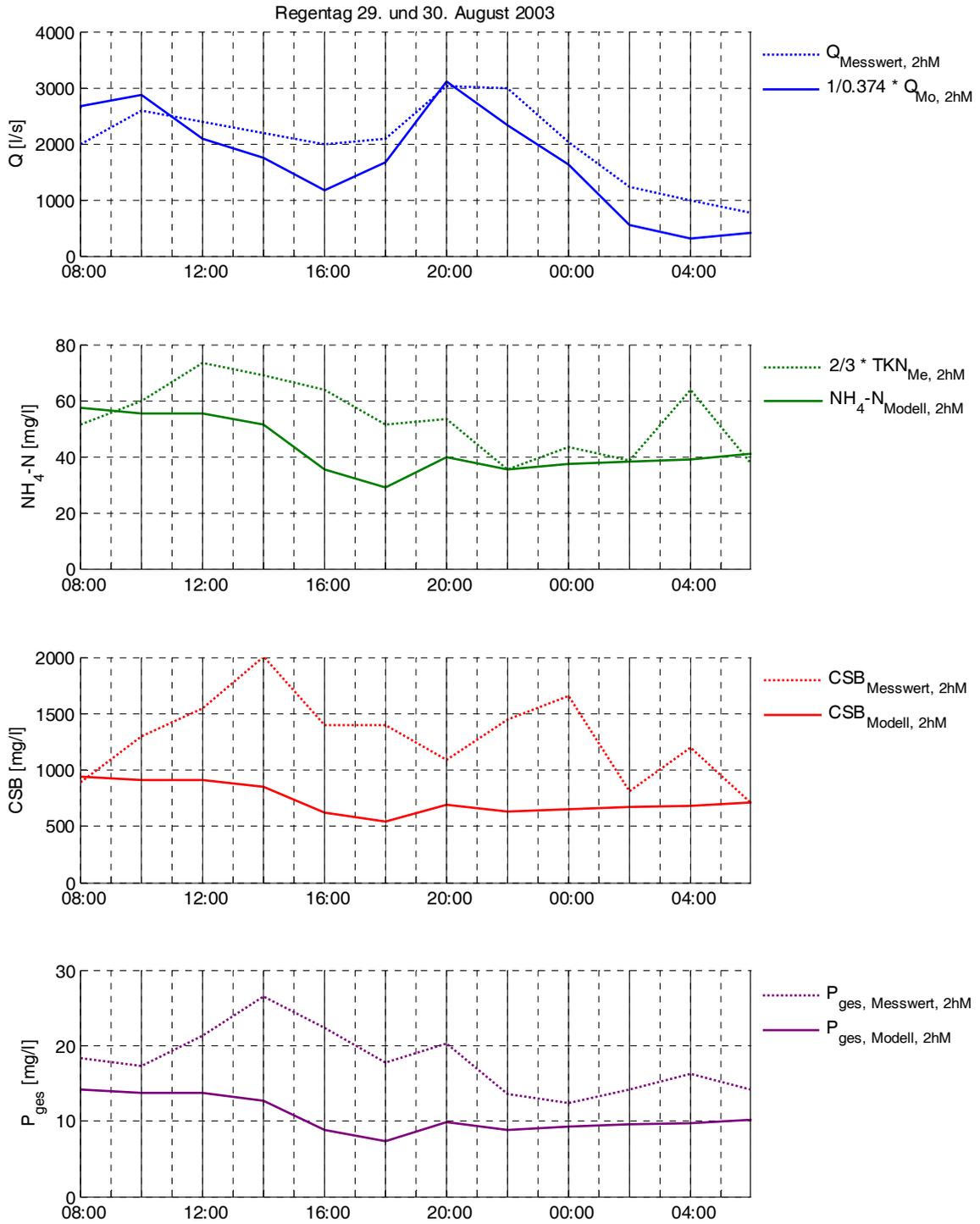
Bei den meisten Ereignissen zeigen die dargestellten Ganglinien jedoch eine gute Übereinstimmung der Modellergebnisse mit den Messwerten.

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes



**Bild 32: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte 05. und 06.06.2003**

### 6.3. Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke



**Bild 33: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte 29. und 30.08.2003**

### 6.4 Kläranlage

#### 6.4.1 Beschreibung der Kläranlage Schönerlinde

Die Kläranlage Schönerlinde wurde 1985 als Kohlenstoffentfernungsanlage mit P-Fällung in Betrieb genommen. In den Jahren 2000 bis 2004 erfolgte die Modernisierung der 6 vorhandenen Beckenlinien in 2 Etappen: Im Jahre 2000 wurden die umgebauten Linien 4 bis 6 in Betrieb genommen, ab Anfang 2003 sind alle 6 Linien in der Verfahrenskombination

- Nitrifikation,
- vorgeschaltete Denitrifikation und
- biologische Phosphatentfernung mit ergänzender Simultanfällung

in Betrieb (Schwieger et al. 2006). Nach Abschluss der Umbauphase beträgt der tägliche Trockenwetterzufluss  $90\,000\text{ m}^3/\text{d}$ . Auf diesem Stand (März 2003) wird die Kläranlage abgebildet. Im Dezember 2005 wurde am Standort eine zusätzliche Linie in Betrieb genommen (Schwieger et al. 2006), die für die Modellierung nicht mehr berücksichtigt werden konnte.

Der Überschussschlamm wird ausgefault (Biogasgewinnung), in Zentrifugen entwässert und danach getrocknet. Die entstehenden Abwässer (Zentrat und Brüdenkondensat) werden dem Kläranlagenzulauf zugegeben (sog. Rückbelastung).

#### 6.4.2 Beschreibung des Modells

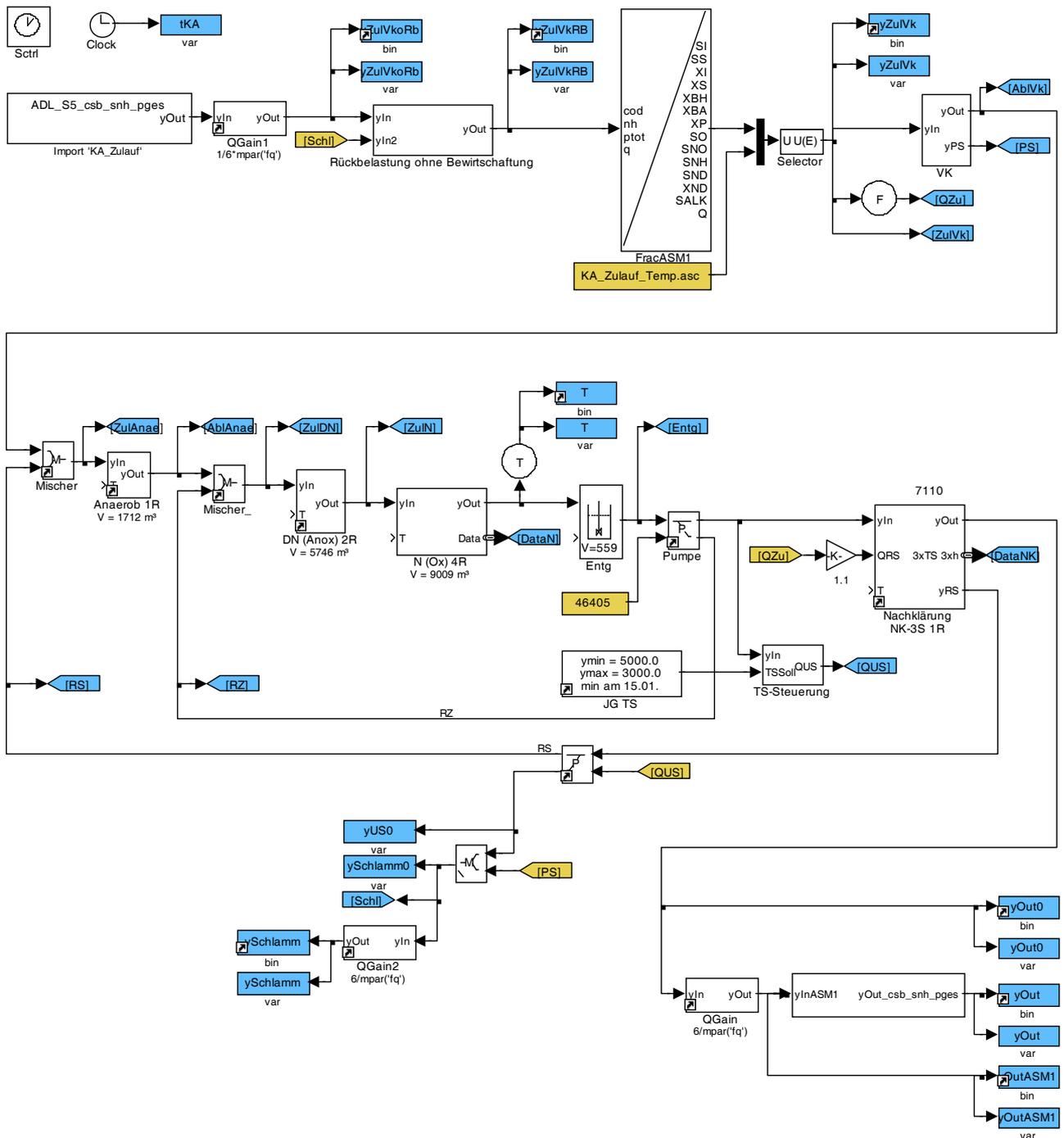
Eine detaillierte Simulation der sechs einzelnen baugleichen Linien (die aus jeweils 2 Halblinien bestehen) erwies sich aus folgenden Gründen als nicht zielführend:

- Die vorhandene Datengrundlage stellte sich als nicht ausreichend heraus (Kapitel 6.4.4).
- Die Rechenzeit einer Langzeitsimulation würde sich extrem verlängern.

Daher wird im Modell nur eine Linie abgebildet, die mit  $1/6$  des gesamten Zuflusses beschickt wird. Die Halblinien wurden ebenfalls zusammengefasst. Erfahrungen und praktische Tipps im Zusammenhang mit der Modellierung einer Anlage mit mehreren baugleichen Linien sind in Anhang 11.2.3.4 dargestellt.

Wie in Kapitel 4 und 6.3.3 dargestellt, werden nur rund 37% des Einzugsgebietes der Kläranlage modelliert. Bei der Modellierung der Kläranlage wird dies folgendermaßen berücksichtigt: Der modellierte Zuflussvolumenstrom zur Kläranlage wird mit dem Faktor  $1/0,374$  heraufskaliert und der Kläranlagenablauf wird mit dem Faktor  $0,374$  herunterskaliert.

## 6.4. Kläranlage



**Bild 34: Modell der Kläranlage**

Während der Kalibrierung ist es gewünscht, den Zustand der Anlage soweit wie möglich den vorhandenen Messwerten anzugleichen. Dementsprechend werden für die entsprechenden Größen (z. B.  $Q_{RS}$ ) direkt die vorhandenen Messwerte eingestellt. Für die Simulation von Szenarien liegen keine Messwerte vor, sodass entsprechende Steuerungsmechanismen in das Modell implementiert werden müssen. Wenn sich das

Modell für Szenariensimulation und Kalibrierung unterscheidet, wird an entsprechender Stelle darauf eingegangen.

Die in der folgenden Beschreibung angegebenen Werte beziehen sich auf das bereits kalibrierte Modell. Die Angaben (z. B. Volumina, Volumenströme) beziehen sich auf eine Linie, also 1/6 der gesamten Anlage. Die Kalibrierung ist in Kapitel 6.4.4 beschrieben. Die Kalibrierung ist in Kapitel 6.4.4 beschrieben.

Das Modell wurde mithilfe von SIMBA 4.0 (ifak system 2001) umgesetzt.

### 6.4.2.1 Fließschema

In Bild 34 stellt die Anlage dar, wie sie im Modell umgesetzt wurde. In dem Bild finden sich die in Kapitel 6.4.1 beschriebenen Komponenten wieder, und es kann ein Fließschema abgelesen werden. In den folgenden Unterkapiteln werden die einzelnen Komponenten näher beschrieben.

### 6.4.2.2 Zulauf und Rückbelastung

Für die Kalibrierung lagen die in Kapitel 6.1.2 dargestellten Werte vor. Fehlende Werte wurden durch lineare Interpolation der Konzentration ergänzt. (Eine andere Möglichkeit wäre eine lineare Interpolation der Fracht, die jedoch keine besseren Ergebnisse lieferte.) Die Messwerte beinhalten bereits die Rückbelastung aus der Schlammfäulung.

	Rückbelastung [% der Zulauffracht]	
	Zum Vergleich: typische Werte <sup>1)</sup>	Verwendet: aus Anpassung Modell
Q	1	
BSB5	10	
CSB	10	19
NH <sub>4</sub> -N	10 - 20	19
P	10	26

<sup>1)</sup> (BOKU 2005) nach (ATV 1996). „Wie groß diese Rückbelastung in Bezug auf die ursprüngliche Zulaufbelastung ist, hängt vom Zusammenwirken vieler Faktoren des Reinigungs- und Schlammbehandlungsprozesses ab und kann in großen Bereichen schwanken. Die angegebenen Werte stellen daher nur Größenordnungen dar.“ (BOKU 2005)

Grau: für die Modellierung nicht von Bedeutung

**Tabelle 20: Rückbelastung aus Schlammwässern bezogen auf die Zulauffrachten**

Für die Szenariensimulation liegen Simulationsergebnisse für CSB, NH<sub>4</sub>-N, Q und die Temperatur (siehe Kapitel 6.5) vor. Da die Schlammfäulung, -entwässerung und -trocknung und somit auch die daraus resultierende Rückbelastung durch Zentrat und

Brüdenkondensat nicht explizit im Modell abgebildet werden, muss sich anderwertig beholfen werden. Zunächst wurde eine der Zulauffracht proportionale Rückbelastung angenommen. Aus den Skalierungsfaktoren „Modellwert Ablauf ADL / Messwert Zulauf KA“ (Tabelle 19, S. 73) ergeben sich die in Tabelle 20 (rechte Spalte) dargestellten Rückbelastungen. Da die Rückbelastung in Realität nicht kurzfristigen Zulaufschwankungen folgt, wird als Grundlage für die Ermittlung der Rückbelastung das gleitende Mittel der Zulauffrachten der letzten 25 d verwendet.

Der Vergleich mit typischen Werten (Tabelle 20, Mitte) zeigt, dass die modellierten Rückbelastungen beim CSB und P relativ groß sind. Da keine Konzentrationsmessungen im Einzugsgebiet vorlagen, wäre denkbar, dass die modellierten Zulaufkonzentrationen zu gering sind. Mögliche Gründe:

- Die einwohnerspezifischen Frachten wurden unterschätzt.
- Industrielle Einleiter
- Fremdwasseranfall des abgebildeten Anteils des Systems ist größer als der Fremdwasseranfall des Gesamtsystems.

Die Werte in Tabelle 20 stellen jedoch nur Größenordnungen dar (BOKU 2005). Die Genauigkeit der modellierten Zuflusskonzentrationen wird größer eingeschätzt, als die der typischen Werte der Rückbelastung. Daher wird angenommen, dass die modellierten Zulaufkonzentrationen korrekt sind, und es werden die in Tabelle 20 dargestellten Werte der Rückbelastung verwendet.

Die zulauffrachtproportionale Rückbelastung wird den Urinseparationsszenarien (Kapitel 7.4) aus folgendem Grund nicht gerecht: Bei der Urinseparation verringert sich das Verhältnis N/CSB im Zulauf der Belebung. Das bedeutet, dass der Anteil des Stickstoffs, der durch Nitrifikation/Denitrifikation eliminiert wird, sinkt, und der Anteil, der in den Überschussschlamm gelangt, steigt. Daraus resultiert auf den Stickstoff im Zulauf bezogen eine höhere Rückbelastung.

	Rückbelastung [% der Schlammfracht] aus Anpassung Modell
CSB	26,4 [% CSB]
NH <sub>4</sub> -N	27,0 [% N <sub>ges</sub> ]
TKN bzw. N <sub>ges</sub> <sup>1)</sup>	40,2 [% N <sub>ges</sub> ]

<sup>1)</sup>Ergibt sich aus der verwendeten Zulauffraktionierung

**Tabelle 21: Rückbelastung aus Schlammwässern bezogen auf die Schlammfrachten**

Um dem Rechnung zu tragen, wurde das Modell auf eine schlammfrachtproportionale Rückbelastung umgestellt (Tabelle 21). Auf die Ablaufwerte des Ist-Zustandes hat diese Umstellung nahezu keinen Einfluss: Die maximalen Abweichungen (2003) der mittleren

jährlichen Frachten betragen für Ammonium 0,05 %, für alle anderen Parameter 0,00 %. Die maximalen Abweichungen der maximalen Ablaufkonzentrationen betragen für Ammonium 2,5 %, für alle anderen Parameter < 0,4 %.

Die Simulink-Blöcke, die die beschriebenen Rückbelastungen abbilden, sind in Anhang 11.2.3.2 dargestellt.

### 6.4.2.3 Fraktionierung

Für die Zulauffraktionierung wurden die Werte von Bornemann et al.(1998) im Zulauf zur Kläranlage (Tabelle 22) als Grundlage verwendet.

Stoff- gruppe	Modell (Bornemann et al. 1998)			Bemerkungen
	Zulauf zur Kläranlage	Ablauf Vorklärung		
S <sub>I</sub>	<b>3,4</b>	<b>5</b>	7	enthält ca. 2 % Stickstoff (N <sub>org</sub> )
S <sub>S</sub>	15	15	20	enthaltener N <sub>org</sub> = S <sub>ND</sub>
X <sub>I</sub>	<b>16,6</b>	<b>15</b>	10	enthält ca. 3 % Stickstoff (N <sub>org</sub> )
X <sub>S</sub>	45	45	48	enthaltener N <sub>org</sub> = X <sub>ND</sub>
X <sub>BH</sub>	20	20	15	enthält 8,6 % Stickstoff ( N <sub>org</sub> )
X <sub>BA</sub>	0,02 mg/l	0,02 mg/l	0,01 mg/l	quasi Null
X <sub>P</sub>	0,02 mg/l	0,02 mg/l	0,01 mg/l	quasi Null
S <sub>O</sub>	0,1 mg/l	0,1 mg/l	0,1 mg/l	eventuell Messwert
S <sub>NO</sub>	0	Messwert	Messwert	
S <sub>NH</sub>	Messwert	Messwert	Messwert	
S <sub>ND</sub>	1 % von S <sub>S</sub>	1 % von SS	1 % von SS	ca. 0 bis 2 % von S <sub>S</sub>
X <sub>ND</sub>	3 % von X <sub>S</sub>	3 % von XS	3 % von XS	ca. 2 bis 4 % von X <sub>S</sub>
S <sub>ALK</sub>	8 mmol/l	8 mmol/l	8 mmol/l	besser: Messwert

Sofern keine Einheiten angegeben sind, handelt es sich um % des Gesamt-CSB.

**Tabelle 22: Zulauffraktionierung**

### 6.4.2.4 Vorklärung

- V = 1994 m<sup>3</sup>
- Modellansatz nach (Otterpohl et al. 1994)
- Wirkungsgradkorrektur 0,73 (SIMBA voreingestellt: 0,8)
- Erweitert um die Ausgabe des Primärschlammes für die schlammproportionale Rückbelastung

### 6.4.2.5 Belebung

- Modellgrundlage:  
ASM1 (Henze et al. 1987; ifak system 2001) mit variabler Temperatur (SIMBA 4.0 ASM1tm)
- Parametersatz: Bornemann et al.(1998) (siehe Anhang 11.2.3.1)
- Da Bornemann et al. (1998) andere Temperatur-Korrekturfaktoren verwenden, als das in SIMBA implementierte ASM1, es aber notwendig ist, dass Parameter und Temperatur-Korrekturfaktoren aufeinander abgestimmt sind, wurde die Modellbeschreibung des ASM1 an die Temperaturkorrekturfaktoren nach Bornemann et al. (1998) angepasst.
- In SIMBA wird die Temperatur dem Belebungsbecken-Block als externe Eingangsgröße vorgegeben. Im Rahmen der Modellierung der Abwassertemperatur war es notwendig, die Temperatur als weiteren Parameter in die Modellbeschreibung des ASM1 aufzunehmen (siehe Kapitel 6.5).

#### 6.4.2.5.a Anaerobbecken

- $V = 1712 \text{ m}^3$ , ein volldurchmisches Becken

#### 6.4.2.5.b Denitrifikation

- $V = 5746 \text{ m}^3$ , zwei volldurchmischte Becken in Reihe

#### 6.4.2.5.c Nitrifikation

- $V = 9009 \text{ m}^3$ ,  $h = 4,31 \text{ m}$ , 4 volldurchmischte Becken
- Belüftungssteuerung
  - Jedes Becken einzeln  $\text{O}_2$ -Sollwertgeregelt
  - Die gemessene  $\text{O}_2$ -Konzentration bei Trockenwetter beträgt  $\approx 1,8 \text{ mg/l}$ . Bei Mischwasserzufluss werden höhere Konzentrationen von  $\approx 2,5 \text{ mg/l}$  eingestellt.
  - Für die Langzeitsimulation wird vereinfachend ein konstanter  $\text{O}_2$ -Sollwert von  $2,2 \text{ mg/l}$  vorgegeben, wodurch eine  $\text{O}_2$ -Konzentration von  $\approx 2 \text{ mg/l}$  eingestellt wird.
  - Für den Kalibrierungszeitraum wäre im Modell ein exaktes Nachfahren der Messwerte möglich. Dies führt jedoch zu Problemen, wenn geringe Zeitversätze zwischen Modell und Messwerten auftreten. Daher wird für die Kalibrierung die gleiche Steuerung der  $\text{O}_2$ -Konzentration verwendet wie für

die Langzeitsimulation. Dieses Vorgehen führt nur zu geringen Abweichungen der Ammonium Ablaufkonzentrationen.

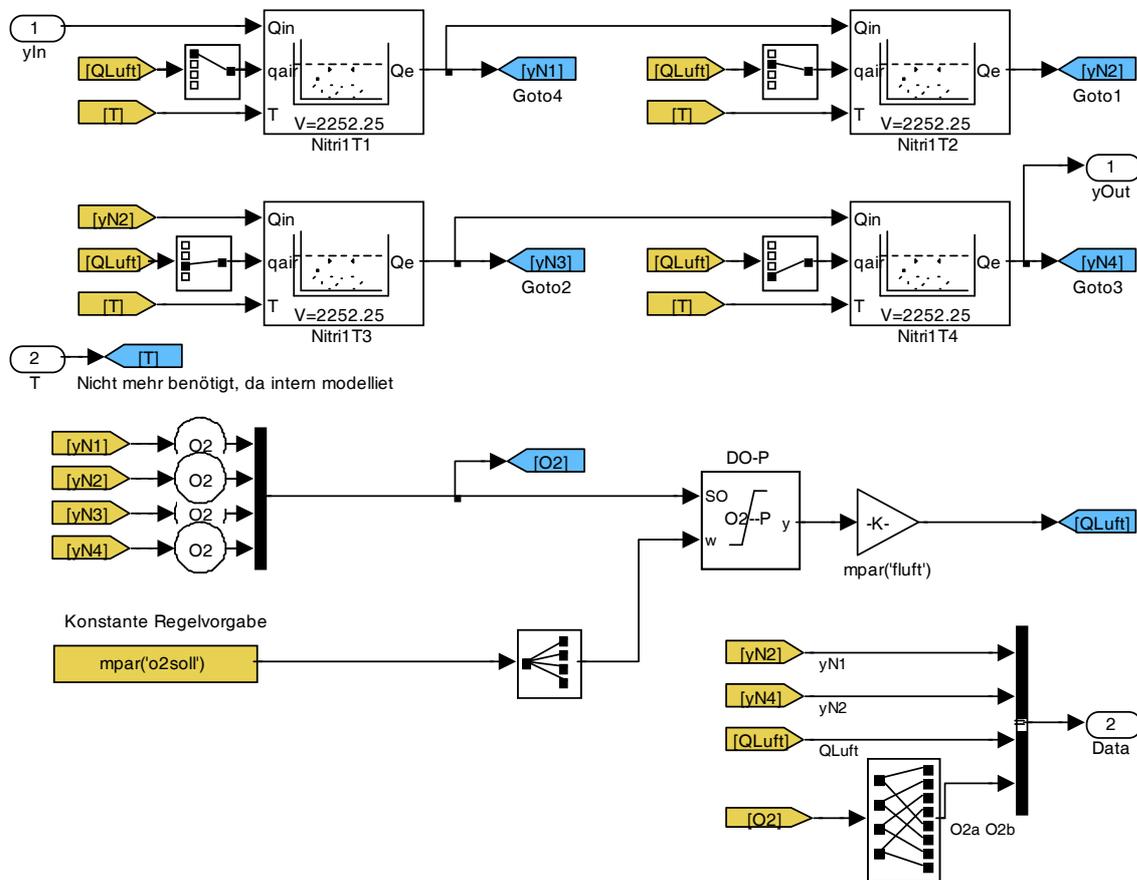


Bild 35: Modell der Nitrifikation

### 6.4.2.5.d Entgasung

- $V = 559 \text{ m}^3$ , 1 volldurchmisches Becken

### 6.4.2.5.e Rücklaufschlamm ( $Q_{RS}$ )

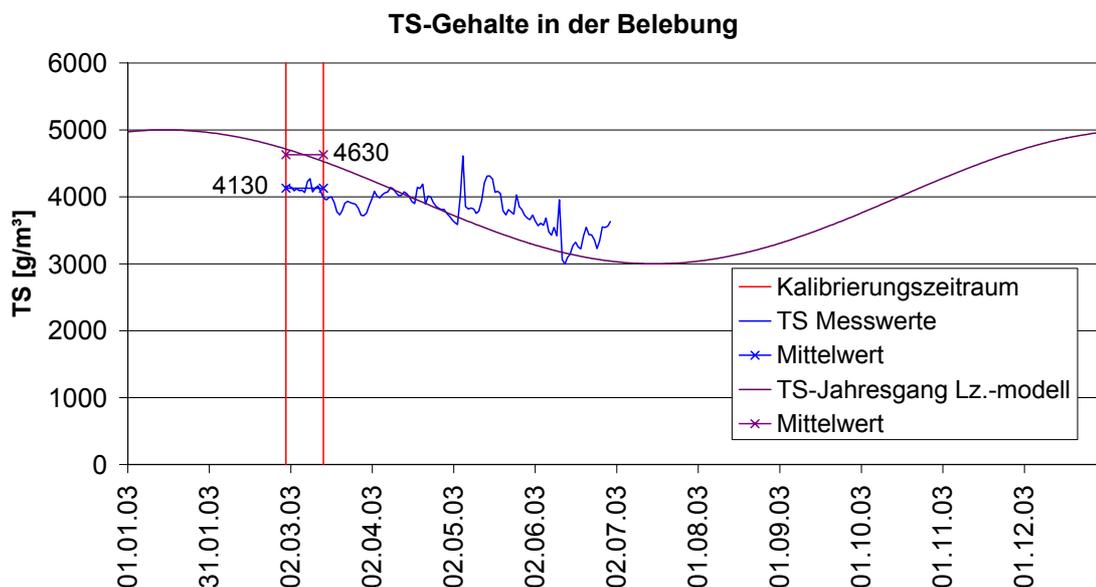
- Kalibrierung
  - Messwerte
- Langzeitsimulation
  - $Q_{RS} = 1,1 \cdot Q_{Zu}$  (entspricht dem mittleren Verhältnis der Messwerte)

### 6.4.2.5.f Rezirkulation ( $Q_{RZ}$ )

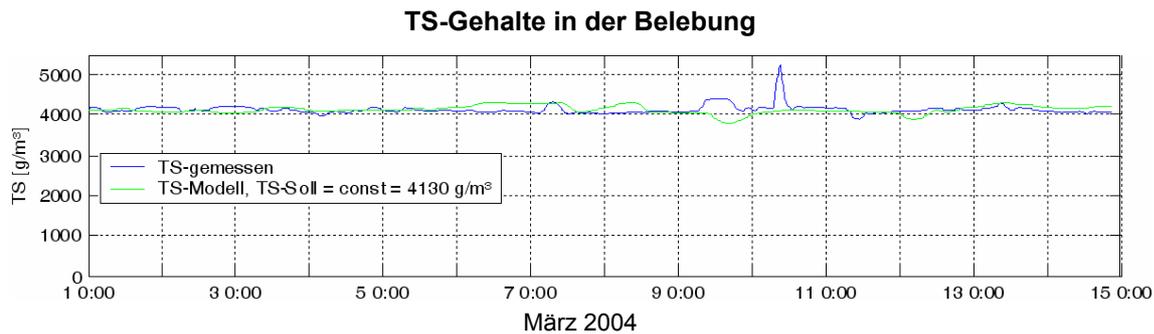
- Kalibrierung
  - Messwerte für  $Q_{RZ}$  lagen nur für Linie 5 vor. Während der Kalibrierungsphase fand dort (und vermutlich auch in Linie 4 und 6) eine Erhöhung von  $Q_{RZ}$  statt. Für die Kalibrierung wurde  $Q_{RZ}$  für die Linien 1 bis 3 konstant gleich dem Mittelwert von Linie 5 vor der Erhöhung (42 210 m<sup>3</sup>/d) und nach der Erhöhung (50 600 m<sup>3</sup>/d) zu 46 405 m<sup>3</sup>/d angenommen. Linie 4 und 6 wurden identisch zu Linie 5 angenommen.
- Langzeitsimulation
  - $Q_{RZ} = \text{konstant} = 46\,405 \text{ m}^3/\text{d} \approx 3,1 \cdot Q_{T,d,aM}$

### 6.4.2.5.g Überschussschlammabzug

- Sollwertgesteuert über einen PI-Regler
  - Kalibrierung
    - TS-Sollwert: 4130 g/m<sup>3</sup>
  - Langzeitsimulation
    - Im Winter wird aufgrund der geringeren Leistungsfähigkeit der Nitrifikanten bei niedrigen Temperaturen ein höherer TS-Gehalt eingestellt als im Sommer.
    - Sinusförmiger Jahresgang (Bild 38). Der Jahresgang wurde in Anlehnung an die langjährige Betriebsführung erstellt und weicht daher von der konkreten Betriebsführung im März 2003 um etwa 10 % ab.
      - Maximum: 5000 g/m<sup>3</sup> am 15.01.
      - Minimum: 3000 g/m<sup>3</sup> am 17.07.



**Bild 36: TS-Gehalte in der Belebung, Messwerte und Jahresgang des Langzeitmodells**



**Bild 37: TS-Gehalte in der Belebung, Messwerte und modellierte Werte des Kalibrierungsmodells**

### 6.4.2.6 Nachklärung

- $A = 2308,5 \text{ m}^2$
- $h = 3,08 \text{ m}$
- Modellansatz: 3-Schichten-Modell (SIMBA NK3S, ifak system 2001)
  - Absetzgeschwindigkeit:
 
$$v_s \text{ [m/d]} = v_{\max} \cdot e^{-(s_a + s_b \cdot \text{SVI [ml/g]}) \cdot \text{TS [g/m}^3\text{]} / 1000}$$
  - Standardparameter (verwendet):
 
$$v_{\max} = 380 \text{ m/d}; s_a = 0,1184 \text{ ml/g}; s_b = 0,00168$$
  - $\text{SVI} = 105$  (Tabelle 23)
  - $Q_m = 3450 \text{ m}^3/\text{d}$  (interner Mischvolumenstrom zwischen den Schichten)  
Der Wert entspricht etwa 23% des mittleren Zuflusses einer Linie.

Verfahren oder spezielle Bedingung	SVI [ml/(g TS)] Gujer (1999)	SVI [ml/(g TS)] gewählt
Belebtschlammverfahren ohne Vorklärung	75 - 100	
Belebtschlammverfahren mit Vorklärung	100 - 150	
Verfahren mit Simultanfällung (Phosphorelimination)	80 - 130	105
Bei großem Anteil gelöster organischer Schmutzstoffe	> 150	
Blähschlamm	> 150 - 1000	

**Tabelle 23: Typische Werte für den Schlammvolumenindex (SVI)**

### 6.4.3 Modellierung der P-Ablaufkonzentrationen

Phosphor wird im ASM 1 nicht abgebildet. Es wurde jedoch davon abgesehen, ein umfangreicheres Modell der ASM-Familie (ASM2d (Henze et al. 1999) oder ASM3 (IWA Task Group ... 2000) + BioP-Modul der EAWAG (Siegrist et al. 2002)) zu verwenden, da eine Kalibrierung aufgrund der geringen Datenbasis nicht möglich gewesen wäre. Daher wird eine vereinfachte Modellvorstellung verwendet. Es wird davon aus-

gegangen, dass bezüglich des gelösten Phosphors durch die chemische Fällung eine gleichbleibende Ablaufqualität eingehalten werden kann. Ferner wird davon ausgegangen, dass der TS im Ablauf einen konstanten P-Gehalt aufweist.

Der Mittelwert der gemessenen  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Ablaufkonzentration vom 1.3.2003 - 3.5.2003 beträgt 0,057 mg/l (33 Messwerte Minimum = 0,02 mg/l; Maximum = 0,12 mg/l;  $\sigma = 0,02$  mg/l. Messwerte lagen bis Ende Juni vor, aber nach dem 3.5.2003 wurden einzelne Linien zu Wartungsarbeiten außer Betrieb genommen). Dieser Wert wurde für die Kalibrierung konstant als  $\text{PO}_4\text{-Ablaufkonzentration}$  (gelöst) angenommen.

Der  $\text{P}_{\text{part}}$ -Gehalt des TS im Ablauf ergibt sich aus der Massenbilanz (Bild 38, S.124) zu  $6.0 \text{ g P}_{\text{part}} / 144 \text{ g TS} = 4\%$ .

Damit berechnet sich die  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration für die Kalibrierung zu:

$$\text{P}_{\text{ges}} = 0,057 \text{ mg/l} + 0,040 \cdot \text{TS}_{\text{Ab}} \quad (\text{Gl. P-1})$$

Gleichung P-1 beschreibt das Verhalten der Anlage für den Zeitraum, in dem Messwerte vorlagen. Ein Vergleich mit der mittleren jährlichen  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration zeigt jedoch, dass diese bei Verwendung von Gleichung P-1 unterschätzt würde. Aus einer Kalibrierung an der mittleren jährlichen  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration (Tabelle 24, S. 127) ergibt sich die folgende Gleichung, nach der die  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration für die Langzeitsimulation berechnet wird:

$$\text{P}_{\text{ges}} = 0,196 \text{ mg/l} + 0,040 \cdot \text{TS}_{\text{Ab}} \quad (\text{Gl. P-2})$$

Der Einfluss der Urinseparationsszenarien auf  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration und deren Modellierung ist bei der Szenarienbeschreibung in Kapitel 7.4.4 beschrieben.

### 6.4.4 Vorgehensweise bei der Kalibrierung

Finanzielle Mittel für ein eigenes Messprogramm standen im Rahmen des Projektes nicht zur Verfügung und wären auch in Bezug auf die Fragestellung nicht zu rechtfertigen gewesen. Von den BWB wurden dankenswerterweise die in Kapitel 6.1.2 (S. 74) dargestellten Daten aus Routinemessungen zur Verfügung gestellt.

Die Tatsache, dass die Konzentrationen im Zulauf nur als 24h-Mischproben und nur alle drei Tage vorliegen, erschwert die Kalibrierung des Modells. Ferner hat eine gezielte Kalibrierung der Messgeräte mit Hinblick auf die Simulation nicht stattgefunden, sodass Abweichungen zwischen den Onlinemesswerten und den Mischproben bestehen.

Aufgrund der nicht optimalen Datengrundlage wurden die kinetischen Parameter des ASM1 (nach Bornemann et al. 1998) nicht manipuliert.

Zur Kalibrierung wurden moderate Anpassungen an folgenden Größen vorgenommen:

- Zulauffraktionierung
- Wirkungsgradkorrektur der Vorklärung
- Rezirkulationsvolumenstrom
- Mischvolumenstrom zwischen den Schichten des Nachklärbeckenmodells

Die Kalibrierung erfolgte anhand der Massenbilanz für den Kalibrierungszeitraum (Bild 38, S. 124) und der Ablaufganglinien (Bild 39, S. 126 und Bild 40, S. 127) unter Verwendung der Zulaufmesswerte.

Der Anfangszustand für die Simulationsläufe wurde berechnet, indem die Mittelwerte der ersten 5 Tage (Trockenwetter) statisch 300 Tage lang als Zulauf zur Kläranlage angesetzt wurden.

### 1. Kalibrierung des $CSB_{gel}$ Ablaufwertes

Kalibriergrößen:

Zulauffraktionierung (Anteil des gelösten, inerten CSB)

- $S_I = CSB_{Ab,gel} (S_I \leftrightarrow X_I)$

### 2. Kalibrierung der CSB- und TS-Bilanz und des Schlammalters

Kalibriergrößen:

- Wirkungsgradkorrektur der Vorklärung. Ein besserer Wirkungsgrad der Vorklärung führt zu geringerem Feststoffeintrag in die Belebung und somit zu einem höheren Schlammalter.

### 3. Kalibrierung der Nitrifikation

Mithilfe der N-Bilanz und dem zeitlichen Verlauf der  $NH_4-N$ - und  $NO_3-N$ -Ablaufkonzentrationen. Kalibriergrößen:

- Beckenaufteilung und Belüftungssteuerung
  - Eine größere Beckenanzahl führt zu steileren Spitzen (Pfropfenströmung) und auch besserer Leistung (wenn die  $O_2$  Konzentration in jedem Becken geregelt wird).
  - In Schönerrlinde sind je Linie vier Belüftungsfelder mit  $O_2$ -Messung vorhanden. Wenn diese im Modell in mehrere Reaktoren (z. B. 2) unterteilt werden, ergeben sich erhebliche Unterschiede. (Wird die  $O_2$ -Konzentration z. B. im hinteren Reaktor gemessen und  $Q_{Luft}$  gleichmäßig auf die Reaktoren verteilt, führt dies zu einer geringeren  $O_2$ -Konzentration im ersten Reaktor, da dort die  $NH_4$ -Konzentration noch größer ist und folglich mehr  $O_2$  verbraucht wird).

### 4. Kalibrierung der Denitrifikation

Mithilfe der N-Bilanz und dem zeitlichen Verlauf der  $NH_4-N$ - und  $NO_3-N$ -Ablaufkonzentrationen. Kalibriergrößen:

- Zulauffraktionierung – Erhöhung des biologisch abbaubaren Anteils => Verbesserung der Denitrifikation
- Rezirkulationsvolumenstrom – Erhöhung führt zu geringeren  $NO_3$ -Ablaufwerten.

### 5. Nachklärung

Da kein TS- oder  $CSB_{\text{part}}$ -Messwert im Ablauf vorliegt, kann nur eine Prüfung auf Plausibilität anhand des  $P_{\text{part}}$ -Messwertes und eines angenommenen  $P_{\text{part}}/TS$  Verhältnisses erfolgen. Kalibriergröße:

- Interner Mischvolumenstrom zwischen den Schichten des Nachklärbeckenmodells – Erhöhung führt zu erhöhtem TS im Ablauf.

## 6.4.5 Rechenergebnisse des kalibrierten Modells

### 6.4.5.1 Bilanzen für den Kalibrierungszeitraum

#### 6.4.5.1.a Beschreibung der Bilanzen und Hinweise zur Berechnung

Da nur an wenigen Orten Messwerte vorhanden waren, konnte keine geschlossene Bilanz aufgestellt werden. Durch eine offene Bilanzierung wurden Werte an den Orten ermittelt, an denen keine Messwerte vorliegen. So ergibt sich ein vollständiges Bild, welches sich gut auf Plausibilität überprüfen lässt.

Bild 38 (oben) stellt die Bilanzen für CSB, TS, P und Q für Messwerte und Modellergebnisse (Kalibrierungsmodell) in jeweils einer eigenen Tabelle dar. An den Positionen „Zulauf Vorklärung“, „Primärschlamm“ und „Ablauf Vorklärung“ sind beide Tabellen identisch. Die Angaben beziehen sich auf eine Linie, d. h. auf 1/6 der gesamten Anlage.

Berechnungshinweise:

- $CSB/oTS = 1,44$  (siehe Tabelle 40, Anhang 11.2.3.3) wird überall konstant angenommen.
- Das  $CSB/TS$  Verhältnis ist im Verlauf der Anlage nicht konstant, sondern variiert mit dem mineralischen Anteil.
- Da der Glühverlust (GV) im Überschussschlamm bekannt ist, kann hier der gesamte TS berechnet werden. Daraus ergibt sich hier ein  $CSB/TS$  Verhältnis von 1.
- Im Zulauf gilt  $TS = AFS$ . Der  $oTS$  wird aus der aktuellen Zulauffraktionierung errechnet.
- Über die Bilanzierung des  $mTS$  wird die Fällschlammproduktion errechnet.
- Der TS im Ablauf wird über das  $P_{\text{part}}/TS$  Verhältnis (4%) abgeschätzt.

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

### Bilanzen für Messwerte

	ZulV <sub>k</sub>	Pr-Sch	AblV <sub>k</sub>	BB	ÜS	Ablauf	BilBB
CSBges [kg/d]	15089	5735	9353	-4834	3820	699	0
CSBgel [kg/d]	6216	-2	6218	-5644	19	555	0
CSBpart [kg/d]	8872	5737	3135	810	3802	144	0
Pges [kg P/d]	238.6	73.6	165.0	0.0	158.3	6.7	-0.0
Ppart [kg P/d]	113.8	73.6	40.2	124.1	158.3 <sub>p</sub>	6.3 <sub>o</sub> 6.0 <sub>m</sub>	-0.0
mTS [kg/d]	115	74	41	1163	1160	44	-0
oTS [kg/d]	6166	3987	2179	563	2642	100	0
TS [kg/d]	6281	4062	2220	1726	3802	144	0
CSBpart/TS [-]	1.41	1.41	1.41	0.47	1.00	1.00	-
Ppart/TS [%]	1.81	1.81	1.81	7.19	4.16	4.16	-
Q [m³/d]	16460	0	16460	0	425	16035	1

### Bilanzen für Modellergebnisse

	ZulV <sub>k</sub>	Pr-Sch	AblV <sub>k</sub>	BB	ÜS	Ablauf	BilBB
CSBges [kg/d]	15089	5735	9353	-4800	3884	669	-0
CSBgel [kg/d]	6216	-2	6218	-5648	17	553	-0
CSBpart [kg/d]	8872	5737	3135	848	3867	116	0
Pges [kg P/d]	238.6	73.6	165.0	0.0	159.5	5.3 <sub>o</sub> 5.5 <sub>m</sub>	-0.0
Ppart [kg P/d]	113.8	73.6	40.2	124.1	159.5 <sub>p</sub>	4.8	-0.0
mTS [kg/d]	115	74	41	1174	1179	35	-0
oTS [kg/d]	6166	3987	2179	589	2688	81	-0
TS [kg/d]	6281	4062	2220	1764	3867	116	0
CSBpart/TS [-]	1.41	1.41	1.41	0.48	1.00	1.00	-
Ppart/TS [%]	1.81	1.81	1.81	7.04	4.12	4.16	-
Q [m³/d]	16460	0	16460	0	501	15959	1

### Stickstoffbilanz

	ZulV <sub>k</sub>	Pr-Sch	AblV <sub>k</sub>	BB	ÜS	Ablauf	BilBB
Nges [kg/d]	1526	346	1180	-774	225	181	0
orgN [kg/d]	571	347	223	21	220	24	0
orgNpart [kg/d]	537	347	190	37	220	7	-0
NH4-N [kg/d]	955	-2	957	-951	0	6.2e5.0 <sub>m</sub> 3.4 <sub>o</sub> 5.2	-0
NO3-N [kg/d]	0	-0	0	156	5	158e155 <sub>m</sub> 142 <sub>o</sub> 151	0

### Legende:

ZulV<sub>k</sub>: Zulauf Belegung Pr-Sch: Primärschlamm AblV<sub>k</sub>: Ablauf Vorklärung  
 BB: Belegungsbecken ÜS: Überschussschlamm BilBB: Bilanz um das Belegungsbecken  
**Messwert Modellergebnis<sup>1)</sup> Bilanz (Zeile) Summe (Spalte) CSB/oTS=1.4388**  
**GVUS=0.695 Abschätzung über Ppart-Gehalt des TSUS** p) Errechnet mit PO4-P Ablaufmesswert  
 o) Onlinemesswert m) 24h-Mischprobe e) Onlinemesswert Ablauf Entgasung  
 Kennzeichnungen werden auch vergeben, wenn die Werte mittelbar (aus z.B. Bilanzen) resultieren.

### Weitere Kenngrößen:

		Messw.	Modell
BSB5 Zulaufkraft:	kg/d	5882	
Anteil des partikulären CSB aus aktueller Zulauffraktionierung:	%	58.8	
Wirkungsgrad der Vorklärung, aus Modell errechnet:	%	64.7	
Daraus errechnet sich eine Fällschlammproduktion von:	g / (m³ Q <sub>zu</sub> )	70.6	71.3
Mittlere tägliche Änderung des TS-Gehaltes in der Belegung 2):	kg/d	-70	-58
YH=0.67 => Biomasse wächst zu % aus CSBpart:	%	50.24	49.33
Mittlerer TS-Gehalt in der Belegung:	kg/m³	4.13	4.14
Schlammalter:	d	17.8	17.7

### Anmerkungen:

- 1) oder mit aus dem Modell stammenden Parametern (z.B. Zulauffraktionierung, Wirkungsgrad der VK) errechnet
  - 2) Unter der Annahme, dass der TS Gehalt örtlich nicht variiert. Wird in folgender Bilanz nicht verwendet, da die o.g. Annahme eine Verlagerung des TS in die Nachklärung nicht berücksichtigt.
- Es wurde angenommen, dass der Ablauf den gleichen GV hat, wie der ÜS

**Bild 38: Bilanzen der Messwerte und Modellergebnisse (CSB, P, TS, N, Q)**

Die Bilanzen für N (Bild 38, Mitte) sind in einer Tabelle zusammengefasst, wobei in der Spalte „Ablauf“ durch Indizes gekennzeichnet folgende Werte dargestellt sind:

- Modellergebnis
- Onlinemesswert im Ablauf (o)
- 24 h Mischprobe im Ablauf (m)
- Onlinemesswert Ablauf Entgasung (e)

Wie ein Wert in der Bilanz zustande kommt, kann der farblichen Kennzeichnung der Legende entnommen werden.

### 6.4.5.1.b Bewertung der Ergebnisse

Die Bilanzen für CSB, TS, P stimmen recht gut überein. Allerdings werden der partikuläre CSB, der partikuläre Phosphor und der TS in den Bilanzen vom Modell etwas unterschätzt. Dies ist allerdings in sofern sinnvoll, als dass am Ende des Kalibrierungszeitraumes erhöhte  $P_{\text{part}}$  Ablaufkonzentrationen bei Trockenwetter gemessen werden, die vermutlich durch eine ungünstige Schlammkonsistenz bedingt sind, die zu einem untypisch erhöhten Feststoffaustrag aus der Nachklärung führt (Bild 40).

Der Ammoniumablaufwert des Modells stimmt sehr gut mit den 24 h Mischproben überein, die über den Online-Messwerten liegen. Der Nitratablaufwert des Modells liegt im Bereich der Messwerte.

Die errechnete Fällschlammproduktion (Zuwachs des mTS im Belebungsbecken) ist plausibel (mündliche Auskunft über Fällmittelzugabe:  $\approx 70 \text{ (g FeSO}_4\text{)/(m}^3 \text{ Q}_{\text{Zu}}\text{)}$ ).

Der TS-Gehalt des Überschussschlamms ist im Modell ( $3867 \text{ kg} / 501 \text{ m}^3 = 7,7 \text{ kg/m}^3$ ) gegenüber den Messwerten ( $3802 \text{ kg} / 4258 \text{ kg} = 8,9 \text{ kg/m}^3$ ) um etwa 13 % niedriger. Dies wird durch einen erhöhten Überschussschlammvolumenstrom kompensiert.

Das Schlammalter stimmt sehr gut überein.

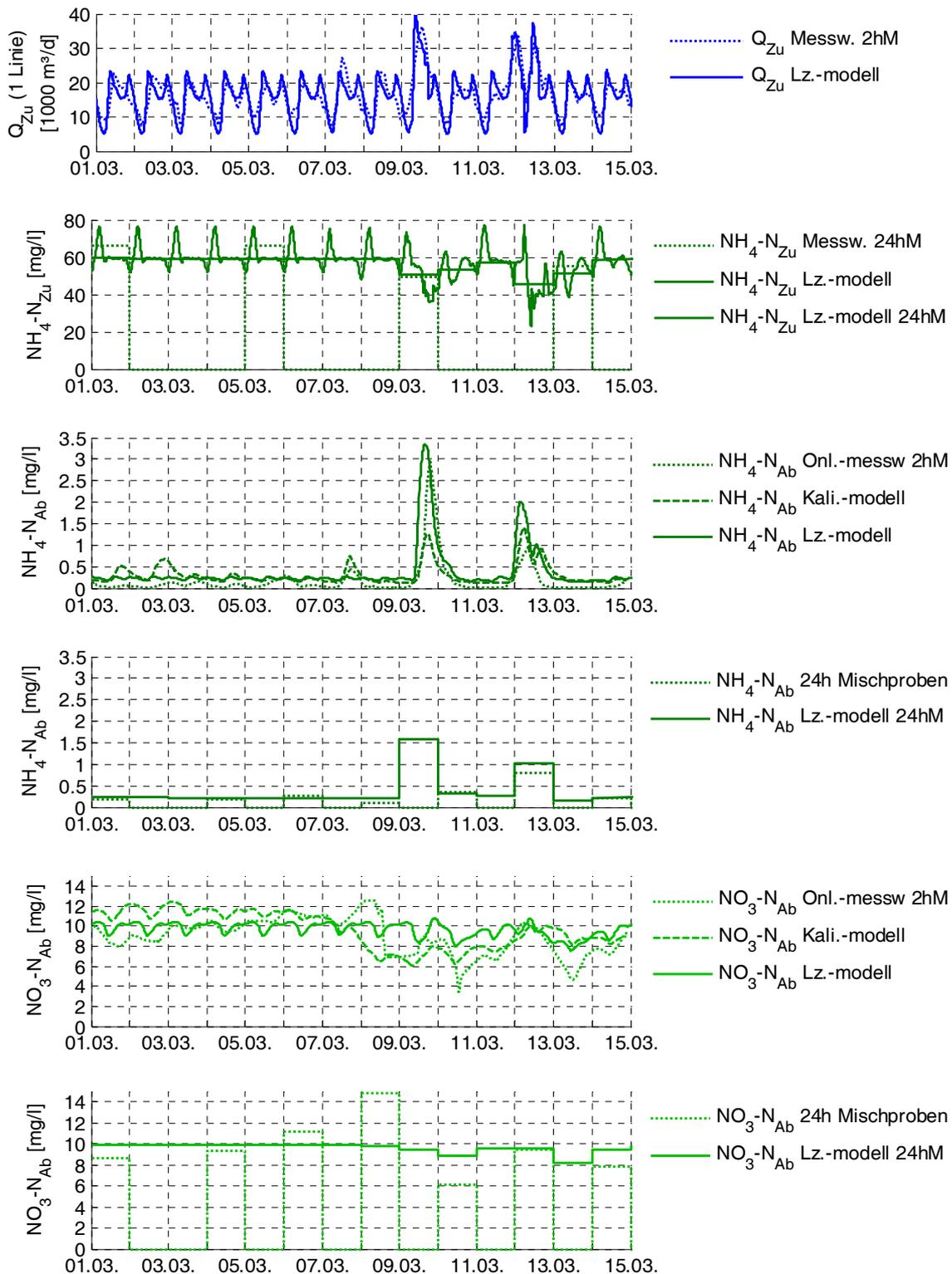
### 6.4.5.2 Ganglinien und Jahresmittelwerte

Bild 39 stellt Zulaufganglinien der Kläranlage für Q (1. Zeile) und Ammonium (2. Zeile) sowie Ablaufganglinien für Ammonium und Nitrat dar. In Bild 40 ist in der ersten Zeile wieder der Zulauf (Q) dargestellt, darunter folgen CSB- und P-Ablaufganglinien.

Messwerte sind immer gepunktet dargestellt. Bei den Modellergebnissen wird unterschieden zwischen dem Modell, das für die Kalibrierung verwendet wurde (Kalibrierungsmodell) und mit den Zulaufmesswerten rechnet (gestrichelt), und dem Langzeitmodell, das mit den modellierten Zulaufwerten rechnet (durchgezogen).

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

Aus der Zulaufganglinie ( $Q_{Zu}$ ) ist erkennbar, dass vom 1.3. bis zum 6.3. Trockenwetterbedingungen vorlagen, denen eine Periode mit Mischwasserzuflüssen folgte. Konzentrationsmessungen im Zulauf liegen nur alle 3 Tage als 24h-Mischproben vor.



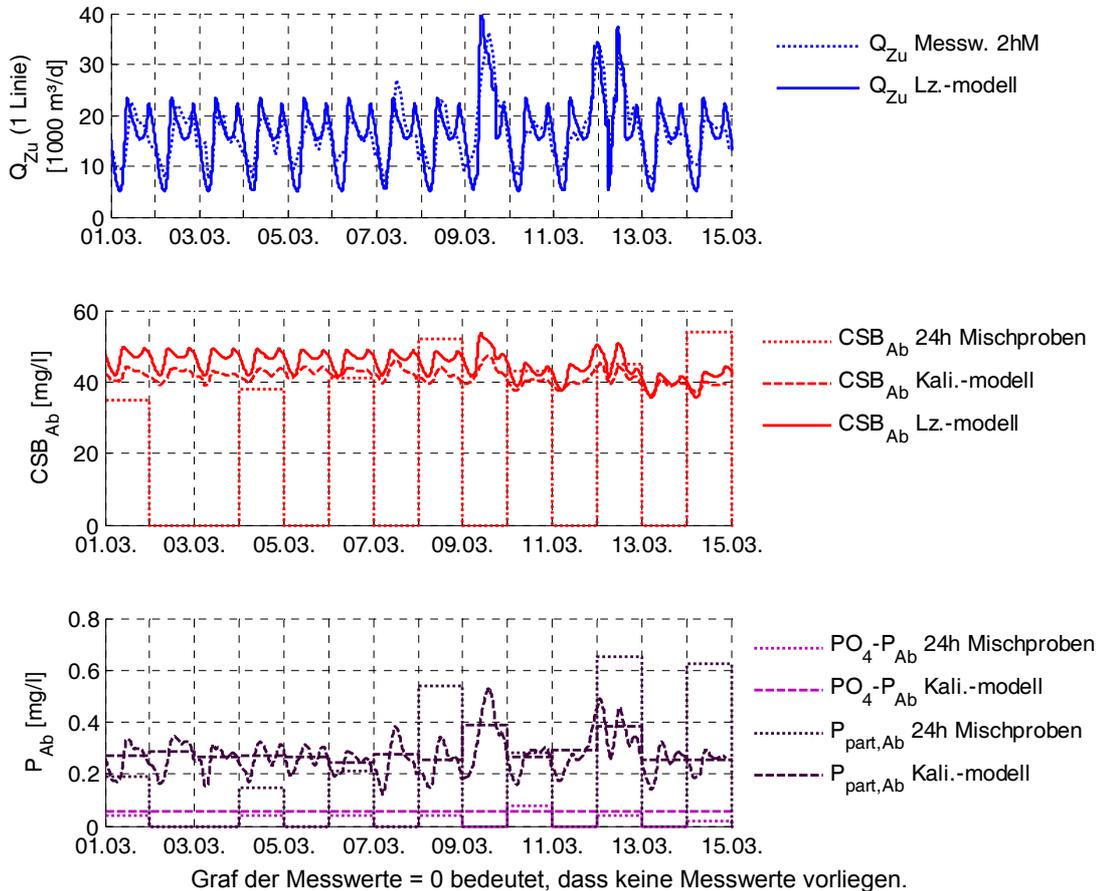
Graf der Messwerte = 0 bedeutet, dass keine Messwerte vorliegen.

**Bild 39:** Zu- und Ablaufganglinien des kalibrierten Kläranlagenmodells, Q und Stickstoff

## 6.4. Kläranlage

In Tabelle 24 werden die modellierten Kläranlagenablaufkonzentrationen des Langzeitsimulationsmodells im Jahresmittel mit Messwerten verglichen.

Es folgt eine Beschreibung und Interpretation der Ablaufganglinien und ein Vergleich der mittleren Ablaufkonzentrationen.



**Bild 40: Ablaufganglinien des kalibrierten Kläranlagenmodells, CSB und P**

	Ablaufmesswerte *)		Modellergebnis
	2003 [mg/l]	2004 [mg/l]	2003 [mg/l]
AFS	4,9	8,8	7,6
CSB	40,9	47,4	44,3
P <sub>ges</sub> -P	0,5	0,5	0,50
NH <sub>4</sub> -N	0,6	0,4	0,29
anorgN	9,9	10,9	10,1
N <sub>ges</sub>	11,7	13,3	11,7

\*) Quelle: [http://www.bwb.de/deutsch/unternehmen/Reinigungsleistung\\_klaerwerk\\_schoenerlinde.html](http://www.bwb.de/deutsch/unternehmen/Reinigungsleistung_klaerwerk_schoenerlinde.html)

**Tabelle 24: Vergleich der modellierten Kläranlagenablaufkonzentrationen mit Messwerten im Jahresmittel**

### Ammonium

Am 1.3 und 2.3 fallen im Kalibrierungsmodell gegenüber den Messwerten erhöhte Ammonium-Ablaufwerte auf. Diese lassen sich mit dem Anfangszustand des Modells (300 d statische Berechnung mit Mittelwerten vom 1.3. 00:00 bis 6.3. 00:00) begründen, da sie beim Langzeitmodell nicht auftreten (Anfangszustand Langzeitmodell: 1000 d statische Berechnung mit Mittelwerten vom 05.11.2002 00:00 bis 20.11.2002 00:00, dann dynamische Rechnung vom 05.11.2002 00:00 - 01.03.2003 00:00).

Bei Trockenwetter liegen die modellierten Ammonium-Ablaufwerte geringfügig über den Onlinemesswerten, mit den 24h-Mischproben stimmen sie recht genau überein (aus Gründen der Übersichtlichkeit ist nur das Langzeitmodell dargestellt).

In der Realität werden bei Mischwasserzufluss Ammonium-Ablaufkonzentrationen von bis zu 10 mg/l erreicht. In der 30-Jahre-Langzeitsimulation werden im Winter (Sommer) Konzentrationen von 9 (7,5) mg/l nicht überschritten. Während die Ammonium-Spitzen im Kalibrierungszeitraum eher geringfügig überschätzt wurden, werden sie also zu anderen Zeiten geringfügig unterschätzt.

Mögliche Ursachen für die Abweichungen sind:

- Die Kalibrierung der Kläranlage könnte aufgrund der geringen Datenbasis nicht gut genug sein.
- Die Frachtstöße, die durch das Druckrohrleitungsnetz erzeugt werden, könnten in der Realität extremer ausfallen als im Modell, da
  - nur einen Teil des realen Einzugsgebietes abgebildet wird (Kapitel 4.3).
  - die Mobilisierung von Ablagerungen im Modell nicht erfasst wird (Kapitel 6.3.3).

Im Jahresmittel 2003 liegen die modellierten Ammonium-Frachten der Kläranlage um ca. 50% unter den Messwerten (Tabelle 24). Mögliche Ursachen:

- Ab Mai 2003 gingen nacheinander Linien zur Wartung außer Betrieb, die reale Kläranlage arbeitete also nur mit 5/6 der Kapazität.
- Im Dezember 2003 wurde die Trockenwetterspitze von 1500 l/s auf 1800 l/s angehoben.

Für die modellierten Ablaufwerte spricht, dass diese nur ca. 30% unter den gemessenen Werten des Jahres 2004 liegen, in dem allerdings der Trockenwetterzufluss um 20% gegenüber dem für die Kalibrierung angenommenen Wert erhöht wurde und der Jahresniederschlag etwa 16% über dem des Jahres 2003 lag.

### Nitrat

Die Nitrat-Ablaufmesswerte zeigen am 8.3. eine Stufe, die in einer Erhöhung des Re-zirkulationsvolumenstroms begründet ist. Diese wird vom Kalibrierungsmodell nach-

vollzogen. (Die Abweichungen im Verlauf rühren sehr wahrscheinlich daher, dass  $Q_{RZ}$ -Messwerte nur für Linie 5 vorlagen und der zeitliche Verlauf der Erhöhung für die gesamte Anlage somit nicht bekannt war.) Vom Langzeitmodell wird sie nicht nachvollzogen, da das Modell mit einem konstanten Rezirkulationsvolumenstrom über den gesamten Zeitraum arbeitet. Die Minima der gemessenen Ablaufkonzentration am 10.3. und am 13.3. sind dadurch zu begründen, dass nach der hydraulischen Spitzenbelastung das verdünnte Mischwasser die Kläranlage erreicht. Diese Minima werden vom Modell nur weniger stark ausgeprägt wiedergegeben. Die 24h-Mischproben werden vom Langzeitmodell an einigen Tagen etwas überschätzt, an anderen, etwas unterschätzt.

Im Gegensatz zum Ammonium, bei dem eine korrekte Modellierung der Spitzenemissionen von Bedeutung ist, kommt es beim Nitrat nur auf die mittleren Frachten an. Tabelle 24 (S. 127) zeigt, dass die Nitratemissionen ( $N_{\text{anorg}} - \text{NH}_4\text{-N}$ ) im Jahresmittel gut getroffen werden.

### **CSB**

Bei den CSB-Messwerten (Bild 40) kommt es auch bei Trockenwetter zu unterschiedlich hohen Emissionen, die vom Modell nicht nachvollzogen werden können, da im Modell an allen Trockenwettertagen (mit Ausnahme geringer Änderungen der Temperatur, die jedoch hier keinen Einfluss haben) die gleichen Bedingungen vorliegen. Die modellierten CSB-Emissionen setzen sich aus einem Sockelbetrag und einem Tagesverlauf zusammen. Der Sockelbetrag entspricht im Wesentlichen dem gelösten CSB. Der Tagesverlauf wird durch den partikulären CSB, der die Nachklärung passiert, geprägt und entspricht dem Verlauf der hydraulischen Belastung der Kläranlage. Beim Langzeitmodell ist der Tagesverlauf etwas stärker ausgeprägt als beim Kalibrierungsmodell, da zum einen die hydraulischen Schwankungen etwas größer sind und zum anderen der TS-Gehalt der Belebung etwa um 10% größer ist, was zu größeren  $\text{CSB}_{\text{part}}$ -Emissionen führt.

Ein Vergleich des modellierten Tagesverlaufs mit Messwerten ist nicht möglich, da keine zeitlich hoch aufgelösten Messwerte vorhanden sind.

Im Jahresmittel liegen die modellierten Werte im Bereich der Messwerte der Jahre 2003 und 2004 Tabelle 24 (S. 127).

### **Phosphor und TS**

Beim Phosphor sind nur die Ergebnisse des Kalibrierungsmodells dargestellt. Die Ergebnisse der Langzeitsimulation sind nicht vergleichbar, da wie in Kapitel 6.4.3 beschrieben für das Langzeitmodell die  $P_{\text{gel}}$ -Ablaufkonzentration erhöht wurde und für den Kalibrierungszeitraum im Langzeitmodell ein um  $\approx 10\%$  höher TS in der Belebung eingestellt wird, der zu erhöhten TS- und somit  $P_{\text{part}}$ -Ablaufkonzentrationen führt.

Da keine Messwerte des TS im Ablauf vorlagen, ist der Vergleich des partikulären Phosphors die einzige Möglichkeit, die Güte des Nachklärbeckenmodells zu überprüfen.

Die 24h-Mischproben der  $P_{\text{part}}$ -Ablaufkonzentrationen zeigen bei Trockenwetter Schwankungen, die sich nicht durch die hydraulische Belastung der Kläranlage erklären lassen (hohe Werte am 8.3. und 14.3). Ein möglicher Grund sind Schwankungen in der Schlammkonsistenz, die jedoch von den ASM-Modellen nicht modelliert werden können. Dementsprechend können die Schwankungen der  $P_{\text{part}}$ -Ablaufkonzentration vom Modell nicht nachvollzogen werden. Die modellierten  $P_{\text{part}}$ -Ablaufkonzentrationen bei Trockenwetter liegen im Bereich der Messwerte. Während der Regenereignisse sagt das Modell eine erhöhte  $P_{\text{part}}$ -Ablaufkonzentration voraus, die am 12.03. jedoch unter der gemessenen – wahrscheinlich durch ungünstige Schlammkonsistenz bedingten – liegt. Ein weiterer Grund für Abweichungen der TS-Ablaufkonzentration bei Regenereignissen könnte sein, dass die komplexen Strömungsverhältnisse in den Nachklärbecken (71 m lange, längs durchströmte Rechteckbecken) vom Modell nicht korrekt abgebildet werden.

Im Jahresmittel (Tabelle 24) treffen die modellierten  $P_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentrationen genau die Messwerte. Die modellierten TS (= AFS) Ablaufkonzentrationen liegen zwischen den Werten der Jahre 2003 und 2004.

### 6.4.5.3 Fazit

Ergebnis der Kalibrierung ist ein vereinfachtes Kläranlagenmodell der Kläranlage Schönerlinde. Ammonium-Spitzen können je nach Ereignis sowohl geringfügig über als auch unterschätzt werden ( $\pm \approx 1,5$  mg/l). Die Nachklärung bildet den mittleren TS im Ablauf gut ab, ebenso eine Erhöhung des TS bei Regenereignissen. Aufgrund der komplexen Strömungsverhältnisse in den Nachklärbecken (längs durchströmte Rechteckbecken) und der Tatsache, dass die Schlammigenschaften (Schlammvolumenindex, Bläschlamm) von den ASM-Modellen nicht modelliert werden, ist eine exakte Vorhersage der TS-Ablaufkonzentrationen eines Regenereignisses jedoch schwierig. Daher sind Szenarien, die den Zufluss zur Kläranlage erhöhen, vorbehaltlich der Leistungsfähigkeit der Nachklärung zu betrachten. Insgesamt bilden die Modellergebnisse sowohl den zeitlichen Verlauf der Ablaufkonzentrationen als auch die mittleren Ablaufkonzentrationen gut ab.

Für die Fragestellung (Untersuchung der Auswirkungen von Szenarien im Einzugsgebiet) ist das Modell daher gut geeignet. Es ist allerdings nicht möglich, aus den Modellergebnissen Rückschlüsse auf exakte Ablaufwerte der realen Anlage zu machen, da dazu die Datengrundlage für die Kalibrierung nicht gut genug war und da nicht das gesamte Einzugsgebiet der Kläranlage abgebildet wird.

### 6.5 Modellierung der Abwassertemperatur

Die Abwassertemperatur beeinflusst die Leistungsfähigkeit der Kläranlage, insbesondere der Nitrifikation. Ihre Modellierung ist insofern von Bedeutung, als dass es durch Regenwasser zu einer starken Abkühlung des Kläranlagenzulaufs kommen kann. Folgende Faktoren beeinflussen die Temperatur des Abwassers in der Kläranlage:

1. Schmutzwassertemperatur an der Quelle
2. Fremdwassertemperatur an der Quelle
3. Regenwassertemperatur
  - Temperatur des Regenwassers in der Luft
  - Wärmeaustausch mit der berechneten Fläche
4. Mischung der Komponenten 1 - 3
5. Wärmeaustausch im Kanal mit dem umgebenden Erdreich (und der Luft)
6. Mischung mit dem in der Kläranlage vorhandenen Abwasser
7. Wärmeaustausch in der Kläranlage mit dem umgebenden Erdreich und der Luft
8. Erwärmung des Wassers in der Kläranlage durch Sonneneinstrahlung

Die Prozesse 5 - 8 werden derzeit von NA und Kläranlagenmodellen nicht abgebildet. Es wäre eine aufwendige Weiterentwicklung der Modelle notwendig, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht geleistet werden konnte. Wie später noch beschrieben wird, stellte sich heraus, dass die Mischung mit dem in der Kläranlage vorhandenen Abwasser (6) einen wesentlichen Einfluss hat, sodass das Modell diesbezüglich erweitert wurde. Für die Modellierung der Regenwassertemperatur sind derzeit ebenfalls keine Ansätze bekannt. Selbst wenn die Prozesse von den Modellen prinzipiell abgebildet werden könnten, fehlte es an Daten, um sie zu quantifizieren. Daher wurde ein vereinfachter Ansatz entwickelt, der im Folgenden beschrieben wird:

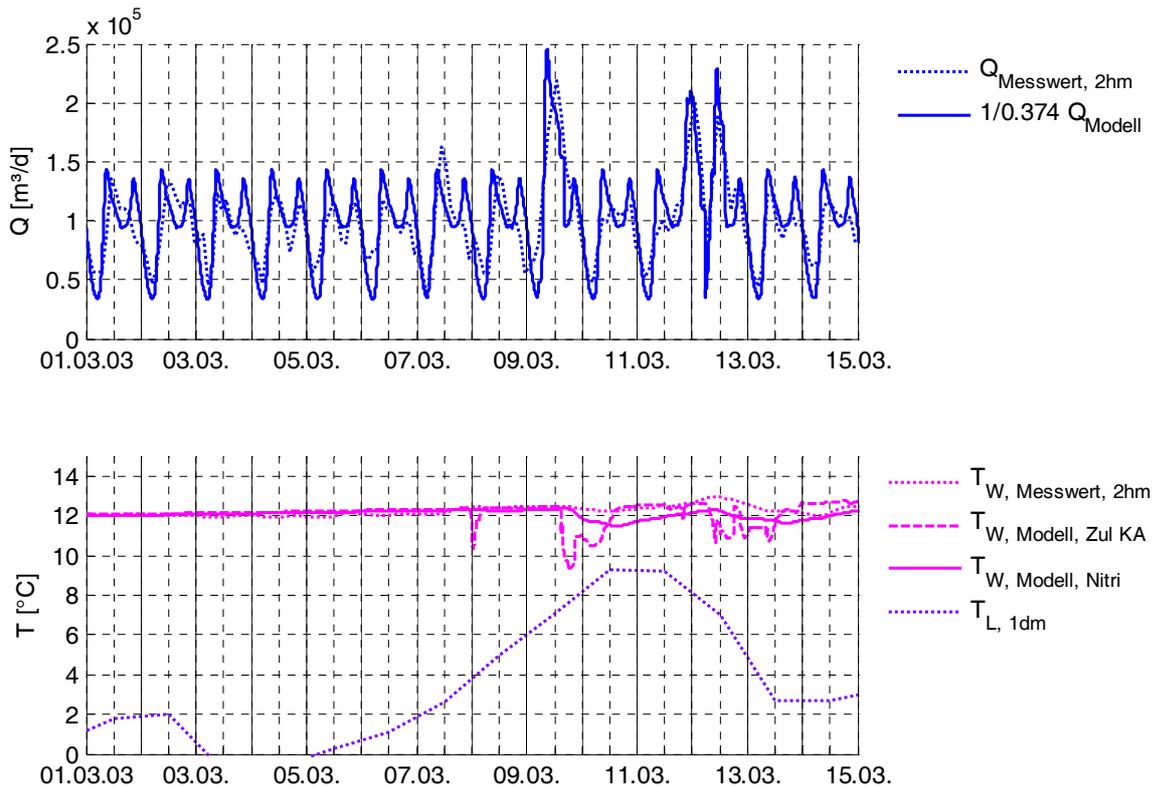
Die Modellierung der Abwassertemperatur erfolgt im Niederschlag-Abfluss Modell durch eine Mischungsrechnung aus Trockenwetterabfluss und Regenwasser. Die Temperaturen des Trockenwetterabflusses und des Regenabflusses können im verwendeten NA-Modell STORM als Ganglinien eingelesen werden.

Für die Temperatur des Trockenwetterabflusses (Schmutzwasser und Fremdwasser bei Trockenwetter) wird ein Jahresgang angenommen, der sich an typischen Abwassertemperaturen in der Kläranlage orientiert. Es wurde ein sinusförmiger Jahresgang mit Minimum am 1. Februar gewählt, der zwischen 11,5 °C im Winter und 22 °C im Sommer schwankt. Dieser Jahresgang beinhaltet die Punkte 1, 2, 5, 7, 8 für das Schmutz- und Fremdwasser.

Da eine detaillierte Modellierung der Punkte 3, 5, 7, 8 nicht möglich ist, sollten diese ebenfalls vereinfacht über die Regenwassertemperatur abgebildet werden. Dazu wurde zunächst ein sinusförmiger Jahresgang angenommen, der sich an das langjährige Mittel der Lufttemperatur in Berlin anlehnt. Die Ergebnisse dieses Ansatzes waren nicht be-

## 6. Modellsystem und Abbildung des Ist-Zustandes

friedigend. Im Zeitraum, an dem Messwerte vorlagen, wurden die durch das Regenwasser verursachten Temperatureinbrüche deutlich überschätzt. Deutlich bessere Ergebnisse konnten erzielt werden, wenn statt eines mittleren Jahresganges die gemessenen Tagesmittelwerte der Lufttemperatur verwendet wurden. Dazu wurden die beim deutschen Wetterdienst ([www.dwd.de](http://www.dwd.de)) frei verfügbaren Werte der Station Berlin Tempelhof verwendet. Da bei negativen Temperaturen kein Regenwasserabfluss stattfindet, wurde das Minimum der Regenwassertemperatur auf 0 °C festgelegt.



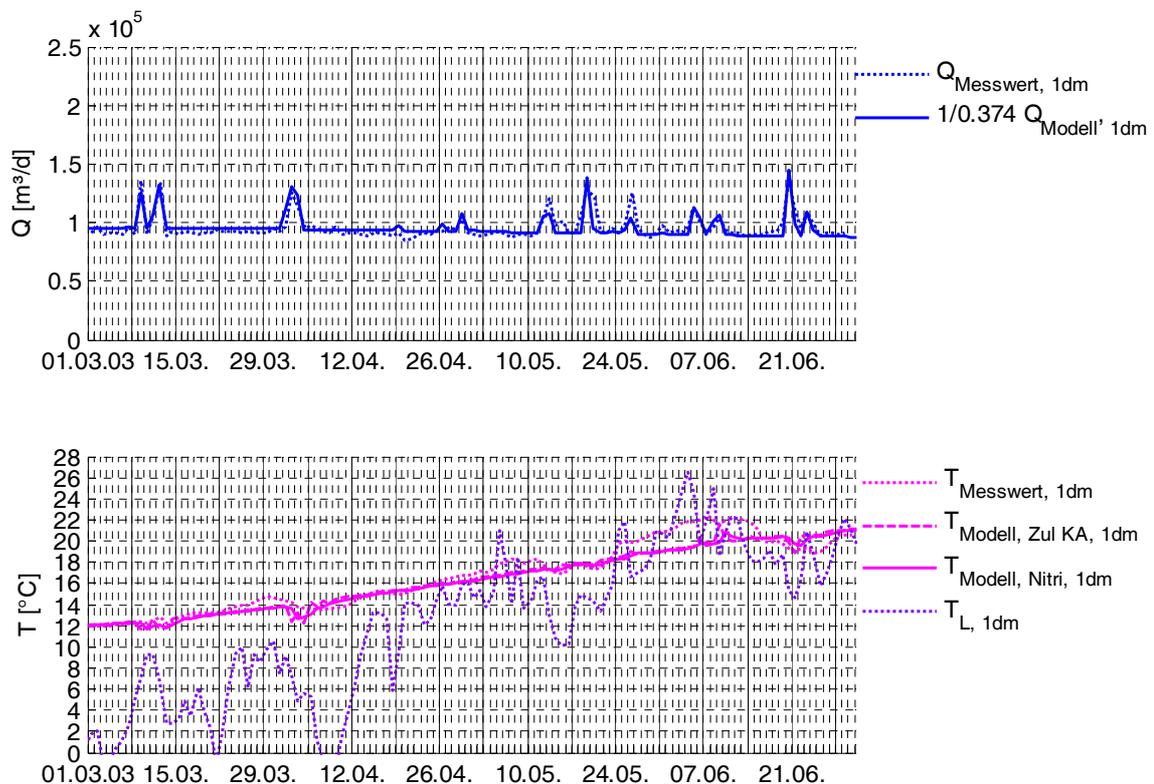
**Bild 41: Zufluss und Temperaturganglinien an der Kläranlage**

In Bild 41 werden Messwerte (fett, gepunktet) und modellierte Werte (durchgezogene Linien) des Kläranlagenzuflusses (oben) und der Wassertemperatur (unten, pink) miteinander verglichen. Zusätzlich ist in Violett die Lufttemperatur dargestellt. Die Messwerte der Wassertemperatur wurden im Belebungsbecken ermittelt. Die modellierten Werte sind sowohl im Zulauf (dünn), als auch in der Nitrifikation (fett) dargestellt.

Die modellierten Werte im Zulauf der Kläranlage zeigen einen dramatischen Temperatursturz, der deutlich von den gemessenen Werten in der Belebung abweicht. In der Form, in der das ASM1 in gängiger Software und auch in SIMBA (ifak system 2001) implementiert ist, wird die Wassertemperatur als externer Parameter vorgegeben. Verwendete man die modellierte Zulauftemperatur als Wassertemperatur, überschätzte man den Temperatursturz gewaltig. Daher wurde die Modellbeschreibung des ASM1 um die Temperatur erweitert, d. h., die z. B. in Bild 45 (S. 149) abgebildeten Vektoren (Ver-

## 6.5. Modellierung der Abwassertemperatur

bindungspfeile zwischen den Modellbausteinen) beinhalten nun nicht mehr 14, sondern 15 Komponenten. Die Temperatur unterliegt im Modell keinen Prozessen, außer der Vermischung. Die Prozesskinetiken, die die Temperatur zuvor als externen Parameter bezogen, wurden derart angepasst, dass sie den im Modell mitgeführten Parameter verwenden. Der so modellierte Temperaturverlauf in der Belebung (fett) ist deutlich schwächer ausgeprägt als im Zulauf und kommt den Messwerten deutlich näher. Am 9.3. wird der Temperatursturz um  $0,6\text{ }^{\circ}\text{C}$  überschätzt. Am 12.3. wird vom Modell, bei etwas niedriger Temperatur beginnend, ein etwas geringerer Temperaturabfall vorhergesagt.



**Bild 42: Zufluss und Temperaturganglinien an der Kläranlage, Tagesmittelwerte**

In Bild 42 sind die gleichen Parameter wie in Bild 41, jedoch über einen Zeitraum von vier Monaten und als Tagesmittelwerte dargestellt. Deutlich ist der Einfluss der Lufttemperatur (violett, fett, gepunktet) auf die Temperatur des Wassers in der Belebung zu erkennen (Punkte 7, 8). Z. B. steigen die Wassertemperaturen ab dem 24.5. deutlich. Ab dem 14.6. ist ein deutlicher Rückgang zu erkennen, der nicht auf ein Regenereignis zurückgeführt werden kann, da keine erhöhten Kläranlagenzuläufe vorliegen, der aber gut zu dem Einbruch der Lufttemperatur passt.

Am 2.4 wird der Einbruch der Wassertemperatur im Modell bei etwas größerem Mischwasserzufluss geringfügig überschätzt. Am 13.5. unterschätzt das Modell den Temperatureinbruch etwas bei etwas geringerem Mischwasserzufluss, wobei der Abfall

der Temperatur in der KA zum Teil auch durch den Abfall der Lufttemperatur verursacht sein kann. Am 19.05. wird der Temperatursturz im Modell ebenfalls etwas unterschätzt. Auch hier ist der Mischwasserzufluss im Modell geringer, und die Lufttemperatur fällt.

### **Fazit**

Der in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagene Ansatz zur Modellierung der Abwassertemperatur ist in der Lage, den Temperatursturz sowohl in seiner Dynamik, als auch in seiner Größe abzubilden. Jedoch kann aufgrund einiger noch unbeschriebener Phänomene der Temperatursturz des Abwassers je nach Ereignis geringfügig über- oder unterschätzt werden, und eine exakte Modellierung der Abwassertemperatur ist derzeit nicht möglich. Weitere Studien zur Beschreibung dieser Phänomene wären daher sinnvoll. Die vorgeschlagene Herangehensweise liefert jedoch auf jeden Fall bessere Ergebnisse als die Verwendung einer konstanten Abwassertemperatur bzw. eines Jahresverlaufs.

### **6.6 Praktische und technische Aspekte bei der Durchführung der Modellierung**

#### **6.6.1 Modellverknüpfung**

Die Modellverknüpfung erfolgt über Aus- und Eingabedateien. Da es in dem betrachteten System keine Rückkopplung zwischen den Modellkomponenten gibt, ist diese Vorgehensweise ohne Einschränkung zulässig. Das Druckrohrleitungsnetz und die Kläranlage laufen beide in der Simulationsumgebung MATLAB-Simulink (unter Verwendung eigener Blöcke und der SIMBA-Blockbibliothek). Es wäre möglich gewesen, beide Teilmodelle in einer Modelldatei zusammenzufügen und gemeinsam zu rechnen. Es wurde sich aber dafür entschieden, die Teilmodelle getrennt auszuführen, da dies Geschwindigkeitsvorteile bei der Entwicklung der Steuerungsalgorithmen brachte, während der häufig nur das Druckrohrleitungsnetz und nicht die Kläranlage gerechnet werden musste. Weitere Vorteile ergaben sich bei der Generierung des Anfangszustandes der Kläranlage (siehe Kapitel 6.6.3).

#### **6.6.2 Datenimport in SIMBA**

Das Niederschlag-Abfluss-Modell STORM kann verschiedene Dateiformate ausgeben, die jedoch nicht direkt in Simulink bzw. SIMBA (Druckrohrleitungsnetz und Kläranlage) eingelesen werden können. Daher war eine Konvertierung der Ausgabedateien in das SIMBA-asc-Format (ifak system 2001) nötig. Als Ausgabeformat für STORM wurde das uvf-Format (siehe z.B. Hydrotec 2003) gewählt. Für die Konvertierung wurde ein MATLAB-Programm geschrieben. In einer Parameterdatei können die Pfade und Namen der Quelldateien, der zu importierende Zeitraum u. a. Parameter angegeben werden, sodass die Konvertierung dann automatisiert ablaufen kann und nicht jede Datei manuell konvertiert werden muss.

#### **6.6.3 Generierung des Anfangszustandes der Kläranlage**

Die Zusammensetzung der Biomasse ist bei den ASM-Modellen (IWA Task Group ... 2000) nicht konstant, sondern ergibt sich dynamisch aus dem Wachstum und Absterben der Bakterien, dem Eintrag partikulärer Stoffe in die Belebung und dem Überschussschlammabzug. Dementsprechend stellen sich bei verschiedenen Szenarien (z.B. Ist-Zustand, Urinseparation) unterschiedliche Biomassenzusammensetzungen ein, und es kann nicht immer der gleiche Anfangszustand der Biomasse für die Kläranlage verwendet werden. Die Generierung des Anfangszustandes wird im Folgenden am Beispiel einer Simulation des Jahres 2003 erklärt:

- NA-Modell und Druckrohrleitungsnetz rechnen ab 01.11.2002
- Da sich in den Druckrohrleitungen zu Beginn der Simulation sauberes Wasser befindet und es etwas dauert, bis das Schmutzwasser an der Kläranlage ankommt, wird die Kläranlage erst ab dem 05.11.2002 simuliert.
- 1000 d statische Simulation der Kläranlage mit Zulaufmittelwerten vom 05.11.2002 bis zum 30.11.2003
  - Da SIMBA mit variabler Rechenschrittweite arbeitet, geht die statische Simulation sehr schnell.
- Dynamische Simulation vom 05.11.2002 bis zum 31.12.2003
  - Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgt erst ab dem 01.01.2003, also  $\approx 3$  Schlammalter nach Beginn der dynamischen Simulation.

Das MATLAB-Programm zum Datenimport wurde derart ergänzt, dass es die Mittelwertbildung automatisch vornimmt und den Mittelwert an den Zeitpunkten -1000 d und -4 min den Eingabedaten vorausstellt. Für die Generierung des statischen Anfangszustandes reicht es daher, eine Simulation vom Zeitpunkt -1000 bis zum Zeitpunkt 0 durchzuführen. Dies nimmt weniger als  $\frac{1}{2}$  Minute in Anspruch.

### 6.6.4 Datenaufzeichnung in SIMBA

SIMBA ist ursprünglich nicht für die Langzeitsimulation, sondern für Simulationszeiträume im Bereich von Tagen oder Wochen konzipiert worden. Daher erfolgte die Aufzeichnung der Simulationsergebnisse bis zur Version 4.0 mithilfe von „To Workspace“-Blöcken in den Arbeitsspeicher des Computers. Ab der Version 5.0 kommt die Möglichkeit der Aufzeichnung in eine Datei hinzu, die aufgrund der begrenzten Größe des Arbeitsspeichers des Computers für die Langzeitsimulation dringend benötigt wird. Die Aufzeichnung kann sowohl binär, als auch im ASCII-Format erfolgen. Aufgrund des geringeren Speicherplatzbedarfs wurde für diese Arbeit das Binärformat gewählt. Standardmäßig werden über die SIMBA-Blöcke „Signalrekorder“ und „Outfile“ die Signale **aller** Bausteine in **eine** Datei aufgezeichnet. SIMBA stellt Funktionen zur Verfügung, mit deren Hilfe auf die Ausgabedatei zugegriffen werden kann. Die Aufzeichnung aller Signale führt bei der Langzeitsimulation zu sehr großen Ausgabedateien. Daher wurde für diese Arbeit ein anderer Weg beschrieben: Der „Outfile“-Block wird nicht an den Signalrekorder angeschlossen, sondern wie der „To Workspace“-Block verwendet, um einzelne Signale aufzuzeichnen (z. B. die Überläufe, den Kläranlagenzulauf und den Kläranlagenablauf). Für den Zugriff auf die Dateien konnten allerdings die SIMBA-Funktionen nicht mehr ohne weiteres verwendet werden, da diese eine Parameterdatei benötigen, die der „Signalrekorder“-Block erzeugt. Daher mussten einige zusätzliche Erweiterungen programmiert werden. Für zukünftige SIMBA Versionen wäre es wünschenswert, die dargestellte Verwendung des „Outfile“-Blocks direkt zu unterstützen.

### 6.6.5 SIMBA-Zeitformat

Die Simulationsumgebung SIMBA wurde ursprünglich für Simulationszeiträume von Tagen bis Wochen geschaffen. So ist es zu erklären, dass es in SIMBA vorgesehen ist, dass eine Simulation immer zum Zeitpunkt 0 startet. Für die Langzeitsimulation hingegen ist die Verwendung absoluter Zeitstempel (Datum + Uhrzeit) sinnvoll und üblich. Zur Umgehung dieses Problems wird beim Dateiimport der importierte Zeitraum in einer Datei gespeichert und beim Export werden die Zeitreihen wieder mit dem absoluten Zeitstempel versehen. Wünschenswert wäre eine direkte Unterstützung absoluter Zeitstempel in SIMBA.

### 6.6.6 Visualisierung der Ergebnisse und Datenexport aus SIMBA

Während der Modellerstellung, Kalibrierung und der Entwicklung der Steuerungsalgorithmen wurden der SIMBA-Monitor sowie eigens geschriebene MATLAB-Skripte (Plot-Befehl) verwendet. In beiden Fällen müssen die darzustellenden Ergebnisse im Arbeitsspeicher des Rechners vorliegen, d.h., sie müssen entweder über „To Workspace“-Blöcke aufgezeichnet worden sein, oder manuell aus den Ausgabedateien in den Arbeitsspeicher geladen werden. Um das manuelle Laden zu umgehen, wurden an den Aufzeichnungsstellen im Modell sowohl „To Workspace“- als auch „Outfile“-Blöcke eingefügt (siehe z.B. Bild 34), die über einen zentralen Parameter wahlweise aktiviert werden können.

Die in der vorliegenden Arbeit dargestellten Ganglinien wurden mit eigens geschriebenen MATLAB-Skripten erstellt, da dieses Vorgehen die größten Freiheiten bietet und außerdem eine Grafik – ist das Skript erst einmal erstellt – für unterschiedliche Ergebnisse sehr schnell reproduziert werden kann. Die Skripte übernehmen auch das ggf. erforderlich laden der Daten. (Für ein einheitliches Erscheinungsbild wurden Farben und Strichstärken und Musterungen in zentralen Unterfunktionen definiert auf die über den Stoffnamen (z. B. CSB) oder die Art des Wertes (z. B. Modellergebnis oder Messwert) zugegriffen werden kann.)

Der direkte Zugriff auf Ausgabedateien ist mit dem SIMBA-Monitor leider nicht möglich. Dies wäre eine sinnvolle Ergänzung für zukünftige SIMBA Versionen.

Für die Visualisierung der Ergebnisse der Langzeitsimulation ist der Monitor weniger gut geeignet (manuelles Laden der Ergebnisse, umständliche Auswahl des anzuzeigenden Zeitraumes). Zu diesem Zweck gibt es allerdings spezielle Software, die darüber hinaus diverse Möglichkeiten der Datenauswertung bieten (z.B. WELLE, Sydro Consult 2002 oder TimeView, Hydrotec 2003).

Um diese Software nutzen zu können, ist allerdings die erneute Konvertierung des Dateiformates notwendig. Als Ausgabeformat wurde das uvf-Format verwendet. Wie für

den Import wurde ein MATLAB-Programm geschrieben, ein automatisierter Export ist mithilfe einer Parameterdatei möglich.

### 6.6.7 Datenaggregation

Wie in den Kapiteln 3 und 5.1 beschrieben, erfolgt der Vergleich der Szenarien nach der Systematik der vorliegenden Arbeit anhand aggregierter Werte. Diese können mit der genannten Software zur Zeitreihenvisualisierung und -verarbeitung manuell ermittelt werden. Dies ist jedoch mit einem erheblich Aufwand verbunden. Allein in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung (Kapitel 8.2) werden 23 Szenarien anhand 12 Kriterien (6 Kriterien, die getrennt für Überläufe und Kläranlage ausgewiesen werden) verglichen. Hinzu kommen unzählige Szenarien, die für die Optimierung der Einzelmaßnahmen (Steuerung) ausgewertet wurden. Daher wurde für die Datenaggregation ein MATLAB-Programm geschrieben. Über eine Parameterdatei können

- Stoffe (Q, NH<sub>4</sub>-N, ...),
- Aggregationsvorschrift (Mittel, Spitze, Dauerlinie),
- Orte, an denen die Aggregation durchgeführt wird (z.B. Gesamtsystem, Kläranlage, Überläufe) und der
- Szenarioname

spezifiziert werden. Aus Stoff, Ort und Szenarioname werden die benötigten Dateinamen generiert. Mit den vorhandenen Informationen werden dann automatisch die Werte bezüglich der Kriterien ermittelt und in eine csv-Datei geschrieben, die direkt in Excel eingelesen werden kann. Über den Excel-Befehl „SVERWEIS“ können auf einfache Weise die Ergebnisse mehrere Szenarien in einer Matrix dargestellt werden (z. B. Tabelle 35).

### 6.6.8 Verzeichnisstruktur

Für Modellverknüpfung mittels Ein- und Ausgabedaten ist eine systematische Verzeichnisstruktur unerlässlich. Dies gilt insbesondere, wenn nicht alle Modelle mit dem gleichen Datenformat arbeiten und Konvertierungen durchzuführen sind. In Bild 43 ist die verwendete Verzeichnisstruktur dargestellt. An die Stelle von „Szenarioname“ sollte eine aussagekräftige Bezeichnung treten. Es kann auch sinnvoll sein, an dieser Stelle eine weitere Untergliederung der Verzeichnisse vorzunehmen, z. B. nach dem Simulationszeitraum (z. B. *Abk100\Abk100\_2003*, *Abk100\Abk100\_1964\_1994*, etc.) oder nach verschiedenen Parametrierungen der Steuerungsalgorithmen (z. B. *St1b\St1b\_1964\_1994\_fQmax\_1.0\_fQME\_1.1\_ste\_cbd*). Die verwendete Struktur stellt nur eine mögliche Struktur dar. Wichtig ist jedoch, dass man sich vor Beginn der Studie eine

Struktur überlegt, an der man dann nach Möglichkeit keine Änderungen mehr vornimmt.

### S-Kanal der Trenngebiete

*D:\Modelle\STORM\SW\*.mws*

Modelldateien

*D:\Modelle\STORM\SW\Berechnungen\Aktuell\\*.uvf*

In diesem Verzeichnis speichert Storm die aktuellen Berechnungsergebnisse.

*D:\Modelle\STORM\SW\Berechnungen\Szenarioname\\*.uvf*

In dieses Verzeichnis werden die aktuellen Berechnungsergebnisse zur weiteren Verwendung verschoben.

### Mischgebiete

Analog zu „S-Kanal Trenngebiete“, wobei an die Stelle des SW ein RWMW tritt.

### ADL-Netz

*D:\Modelle\ADL\_Netz\Eingabedaten\Szenarien\Szenarioname\*

*\*.asc* Importierte Eingabedateien

*ioinfo.mat* Informationen über den Simulationszeitraum

*D:\Modelle\ADL\_Netz\Ausgabedaten\Szenarien\Szenarioname\*

*\*.bin* Berechnungsergebnisse im SIMBA-bin-Format

*monr.txt* Name der SIMBA-fox3-Modellbeschreibung (Reihenfolge der Stoffe in den bin-Dateien)

*ioinfo.mat* Informationen über den Simulationszeitraum

*\*.uvf* Exportierte Berechnungsergebnisse im uvf-Format

### Kläranlage

*D:\Modelle\KA\Eingabedaten\Szenarien\Szenarioname\*

siehe ADL-Netz

*D:\Modelle\KA\Ausgabedaten\Szenarien\Szenarioname\*

siehe ADL-Netz

### Aggregierte Ergebnisse

*D:\Modelle\Aggregation\Ergebnisse\Szenarioname\\*.asc*

*Szenarioname.csv* Aggregationsergebnis

*Szenarioname\_Dauerlinien.xls* Unterschreitungsdauerlinien

*Szenarioname.log* Protokolldatei der zentralen Ausführung

*Szenarioname\_Zentralausfuehrungsp.m*

Parameterdatei der zentralen Ausführung

### Bild 43: Verwendete Verzeichnisstruktur

## 6.6.9 Parametrierung der Simulink-Modelle

Alle Modellparameter des ADL-Modells und des Kläranlagenmodells, die im Zuge der Modellentwicklung, Kalibrierung oder Szenarienberechnung variiert werden, sind in einer zentralen Parameterdatei für jedes Modell untergebracht. Dieses Vorgehen hat den bedeutenden Vorteil, das man alle Parameter auf einen Blick hat und nicht jeden Block einzeln anwählen muss, um die Parameter zu ändern. Dadurch werden mögliche Fehlerquellen minimiert. Die Parameter sind in eine MATLAB-Funktion abgelegt, der der

Parametername als Argument übergeben wird. Die Auswahl des Parameters in der Funktion erfolgt mittels eines „switch-case“-Konstruktes, z. B.:

```
function i=mpar(s);  
    switch lower(s)  
        case 'ausgabepfad'; i='./Ausgabedaten/Aktuell/';  
        case 'fqmax';      i=1  
        case ...  
        ...  
    end
```

Innerhalb des Modells kann dann an entsprechender Stelle mit `mpar('ausgabepfad')` auf den Ausgabepfad zugegriffen werden.

### 6.6.10 Zentrale Szenarienverwaltung und automatisierte Modellausführung

Nachdem ein Szenario in die Modelle implementiert worden ist (z.B. durch Erstellen der Modelldateien der Abkopplungsszenarien im NA-Modell), besteht die Modellierung mit dem bis hier beschriebenen Modellsystem aus den folgenden Vorgängen, die manuell ausgeführt werden müssen:

1. Simulation mit dem NA-Modell für den S-Kanal der Trennsysteme durchführen
2. Anlegen eines Verzeichnisses für das Szenario und umkopieren der Ausgabedateien
3. - 4. Wiederholung der Schritte 1. - 2. für das NA-Modell der Mischgebiete
5. Anlegen eines Verzeichnisses für die Eingabedateien des ADL-Modells
6. Anpassen der Verzeichnisangaben (drei) in den Importparametern und Datenimport
7. Anlegen eines Verzeichnisses für die Ausgabedateien des ADL-Modells
8. Anpassen der Ein- und Ausgabeverzeichnisse des ADL-Modells in der Parameterdatei des Modells
9. Simulation des ADL-Modells durchführen
10. Anpassen der Verzeichnisangabe in den Exportparametern und Datenexport
11. - 16. Wiederholen der Schritte 5. - 10. für das KA-Modell
17. Anlegen des Verzeichnisses für die Ausgabedatei der Aggregation
18. Anpassen der Verzeichnisangaben (drei) in der Parameterdatei für die Aggregation und durchführen der Aggregation

Es ist leicht ersichtlich, dass die Simulation nur eines Szenarios mit erheblichem Aufwand verbunden ist. Dies gilt insbesondere, da zwischen den einzelnen Schritten mehr oder weniger lange Wartezeiten (Import, Export, Simulation) vorhanden sind, die teilweise zu kurz sind, um sie sinnvoll nutzen zu können. Auch ist es nicht möglich, ein Szenario als Langzeitsimulation (Rechenzeit insgesamt etwa 8 h) über Nacht zu rechnen, da immer wieder manuelle Eingriffe erforderlich sind.

Für die Simulation eines Szenarios müssen insgesamt 7 Verzeichnisse angelegt werden, die an 15 Stellen in verschiedene Parameterdateien eingetragen werden müssen. Dieses Vorgehen ist aufwendig und fehlerträchtig, da es nicht unwahrscheinlich ist, dass bei einer Verzeichniserstellung oder -angabe ein Tippfehler unterläuft. (Wenn einzelne Eingabedateien oder Verzeichnisse fehlen, führt dies bei SIMBA leider nicht zum Programmabbruch, sondern SIMBA ersetzt die fehlenden Werte durch 0. Der Fehler wird dann erst bei der Betrachtung des Endergebnisses bemerkt. Um dieses Problem zu umgehen, wurde der „Infile“-Block derart modifiziert, dass es zu einem Simulationsabbruch kommt, wenn Dateien fehlen.)

Zur Vereinfachung der Szenariensimulation und Reduktion möglicher Fehlerquellen wurde daher folgende Vorgehensweise entwickelt:

- Alle Parameter, die für die Simulation der Szenarien verändert werden müssen, werden in einer zentralen Parameterdatei zusammengefasst. Diese beinhaltet:
  - Verzeichnisangaben
  - Namen der Modelldateien
  - Parameter der Modelle (Steuerungsszenarien)
- Die Parameterdateien der Modelle, Im- und Exportprogramme und des Aggregationsprogramms greifen auf diese zentrale Parameterdatei zu.
- Es wurde ein MATLAB-Programm geschrieben, das die Dateiimporte, -exporte, die Modellausführung (ADL und KA) und die Aggregation automatisch ausführt. (Eine manuelle Ausführung der einzelnen Komponenten unter Verwendung der zentralen Parameterdatei bleibt möglich.)
- Vor der Modellierung wird überprüft, ob die in der Parameterdatei genannten Verzeichnisse existieren. Wenn nicht, wird der Nutzer darauf hingewiesen, und das Verzeichnis kann – wenn gewünscht – automatisch erstellt werden.

Damit vereinfacht sich die Simulation eines Szenarios auf die folgenden Schritte:

1. Erstellen der zentralen Parameterdatei. Die benötigten Verzeichnisnamen werden dabei weitestgehend automatisch aus dem Szenarionamen generiert.  
Mit der Parameterdatei können alle benötigten Verzeichnisse automatisch erstellt werden.
2. Simulation mit dem NA-Modell für den S-Kanal der Trennsysteme durchführen
3. Simulation mit dem NA-Modell der Mischsysteme durchführen
4. Automatisierte Ausführung von Importen, Exporten, ADL-Modell, KA-Modell und Aggregation

Darüber hinaus wurde die Möglichkeit geschaffen, mehrere Szenarien automatisiert nacheinander zu simulieren, was z. B. für die Parameteranalyse der Steuerungsszenarien sehr hilfreich war, aber auch ermöglichte, über ein Wochenende mehrere Langzeitsimulationen durchführen zu können.

### 6.6.11 Verbesserung der Modellverknüpfung

Grundsätzlich hat sich die Modellverknüpfung durch Ein- und Ausgabedateien bewährt. Die Verwendung unterschiedlicher Dateiformate hat jedoch mehrere Nachteile:

- Erhöhte Komplexität der Datenverwaltung
- Zeit- und Verwaltungsaufwand für die Konvertierung. Dies ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn Import, Modellausführung und Export nicht wie in der vorliegenden Arbeit automatisiert sind, sondern manuell ausgeführt werden müssen.
- Erhöhter Speicherplatzbedarf durch doppelte Speicherung derselben Informationen in verschiedenen Formaten. (Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden ca. 400 GB Daten produziert! Das entspricht etwa dem doppelten des im Jahre 2007 typischerweise installierten Speicherplatzes eines aktuellen PCs).

Daher würde der Autor der vorliegenden Arbeit in zukünftigen Studien zunächst versuchen, die verwendeten Modelle derart zu erweitern (oder erweitern zu lassen), dass alle mit **einem** Dateiformat arbeiten können. Da es sich bei SIMBA um eine offene Umgebung handelt, wäre dies auch für die vorliegende Arbeit prinzipiell möglich gewesen, jedoch erschien der Weg über die Dateikonvertierung zunächst einfacher.

Das gewählte Dateiformat sollte von professionellen Programmen zur Zeitreihenverarbeitung (z.B. TimeView, Hydrotec 2003 oder WELLE, Sydro Consult 2002) eingelesen werden können.

Bedenkt man den Speicherplatzbedarf der Zeitreihen einer Langzeitsimulation, wird empfohlen, ein Binärformat zu verwenden, auch wenn das den Nachteil hat, dass die Dateien nicht mehr mit einem einfachen Texteditor eingesehen werden können (wie es bei ASCII-Formaten möglich ist). Sollten dennoch ASCII-Formate verwendet werden, kann die in Windows XP integrierte NTFS-Dateikomprimierung gute Ergebnisse (Komprimierung auf etwa 60%) erzielen, ohne die Arbeit zu beeinträchtigen.

# 7 Beschreibung der Szenarien

Ein Überblick über die im Rahmen der vorliegenden Arbeit betrachteten Maßnahmen wurde bereits in Kapitel 4.2 (Tabelle 2, S. 44) gegeben. In den folgenden Unterkapiteln werden die einzelnen Szenarien und ihre Varianten detailliert beschrieben. Zusätzlich werden in Kapitel 7.6 für die Szenarien, deren Ergebnisse in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung (Kapitel 8.2) dargestellt sind, Kurzbeschreibungen gegeben.

## 7.1 Ist-Zustand

Der Ist-Zustand wurde in den Kapiteln 4 und 6 beschrieben.

## 7.2 Speicher im Trennsystem

Damit der Regenwasserabfluss im S-Kanal der Trenngebiete nicht zu Notauslässen führt, werden vor den Schmutzwasserpumpwerken der Trennsysteme Speichervolumina angeordnet. Diese werden im Modell zunächst unendlich groß angenommen, im Kapitel 8.1.2 erfolgt dann eine Auswertung der in Anspruch genommenen Speichervolumina in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit der Notauslässe. Es gibt zwei Varianten dieses Szenarios:

- **SpT:** Pumpwerkssteuerung wie im Ist-Zustand, d.h. die Mischwasserpumpwerke reduzieren im Notfall ihre Förderleistung (siehe Kapitel 6.3).
- **SpT2Qd16:** Die Mischwasserpumpwerke dürfen in jedem Fall die zweifache Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) fördern. Da an der Kläranlage insgesamt  $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  nicht überschritten werden darf, bedeutet dies, dass die maximalen Förderleistungen der Pumpwerke im Trennsystem auf  $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  (statt wie im Ist-Zustand  $Q_{\text{Regel}} > 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) begrenzt werden. Diese Variante reduziert Überläufe im Mischsystem, führt aber zu größeren Speichervolumina.

### 7.3 Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehlanschlüssen im Trennsystem

#### 7.3.1 Einführung

##### 7.3.1.1 Dezentrale Regenwasserbewirtschaftung

Der Begriff dezentrale Regenwasserbewirtschaftung stellt einen Sammelbegriff für eine Vielzahl verschiedener Maßnahmen dar. Einen Überblick über die Verfahren, ihre Einsatzgebiete sowie ihre spezifischen Vor- und Nachteile ist in der Literatur z.B. bei (Wassmann 1996; Wassmann 1997; Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH 1999; SenStadtUmT 1999; Sieker 1999) zu finden. Es folgt an dieser Stelle daher nur eine Auflistung:

Entsiegelungsmaßnahmen, Flächenversickerung, Muldenversickerung, Mulden-Rigolen-Elemente, Mulden-Rigolen-Systeme, gedichtete Mulden-Rigolen-Systeme, Versickerungsschächte, Rigolenversickerung, Gründächer, Regenwassernutzung, Gräben / oberflächige Ableitung, dezentrale Regenrückhaltebecken, Teiche.

Informationen zur Planung von Anlagen zur Regenwasserversickerung gibt ATV-DVWK A 138 (2002).

##### 7.3.1.2 Abkopplung

Unter dem Begriff Abkopplung versteht man, dass der Abfluss versiegelter Flächen vom Kanal abgekoppelt zur Versickerung gebracht wird. Die Regenwasserversickerung hat folgende Vorteile:

- Reduktion der hydraulischen Belastung des Entwässerungssystems und der Gewässer
- Erhöhte Grundwasserneubildung, dadurch Erhöhung des Basisabflusses der Gewässer

Die Versickerung kann über eine belebte Bodenzone (z.B. Muldenversickerung) oder direkt in den Unterboden erfolgen (z.B. Schachtversickerung). Letztgenannte Verfahren haben einen geringeren Platzbedarf, jedoch können sie keine Reinigung des Regenabflusses gewähren und sind daher für die meisten Anwendungsgebiete nicht zulässig (ATV-DVWK A 138 2002, Tabelle 1).

Die Versickerung von Regenwasser über eine belebte Bodenzone hat folgende Vorteile:

- Weitgehender Rückhalt der stofflichen Belastung in der belebten Bodenzone
- Erhöhte Verdunstungsleitung der Landschaft, Verbesserung des Stadtklimas

### 7.3. Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehlschlüssen im Trennsystem

---

Den Vorteilen der Versickerung steht trotz guter Reinigungsleistung der belebten Bodenzone eine potenzielle Gefährdung des Grundwassers gegenüber.

Der Rückhalt der stofflichen Belastungen in der belebten Bodenzone wird durch folgende Mechanismen erreicht:

- „... mechanischer Rückhalt ungelöster Stoffe durch Filtration,
- Fällung gelöster Stoffe mit anschließender Filtration,
- Adsorption gelöster Stoffe an der Bodenmatrix (Tonminerale, Eisenoxiden, organische Substanzen),
- Mikrobieller Abbau akkumulierter Schadstoffe.“(SenStadtUmT 1999, S. 97)

Chloride (Streusalz) werden jedoch nicht zurückgehalten und würden bei der Versickerung in das Grundwasser gelangen (SenStadtUmT 1999, S. 97).

Die Bodenmatrix kann nicht unbegrenzt mit Schadstoffen beladen werden. Die Kapazität ist jedoch außerordentlich hoch, sodass Standzeiten von 30 – 50 Jahren zu erwarten sind. Da jedoch insbesondere über das Langzeitverhalten von Versickerungsanlagen noch nicht ausreichend gesicherte Erkenntnisse vorliegen, wird aus Vorsorgegründen für verschiedene Herkunftsflächen festgelegt, ob und mit welchen Verfahren das Regenwasser versickert werden darf. (SenStadtUmT 1999, S. 97)

Nach ATV-DVWK A 138 (2002, Tabelle 1) ist z.B. die Versickerung von Niederschlagswasser u.a. der folgenden Herkunftsflächen über Mulden bzw. Mulden-Rigolen-Systeme außerhalb von Wasserschutzgebieten in der Regel zulässig:

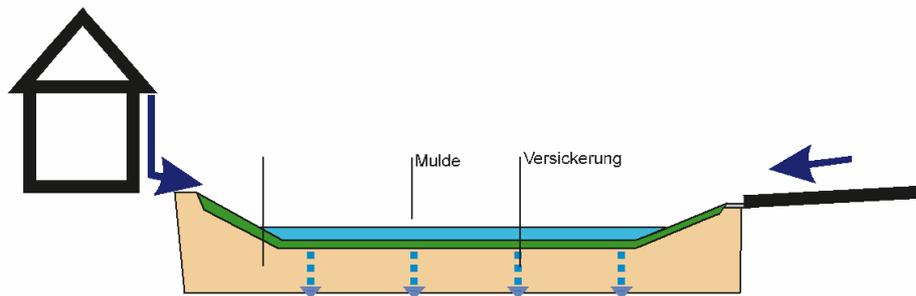
- Dachflächen in Wohn- und Industriegebieten,
- Rad- und Gehwegen sowie wenig befahrenen Hof und Parkflächen in Wohngebieten und vergleichbaren Gewerbegebieten
- und sogar Hauptverkehrsstraßen mit einer durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke von bis zu 15000 Kfz.

In SenStadtUmT (1999, Tabelle 6.5-2) werden ähnliche Anforderungen definiert.

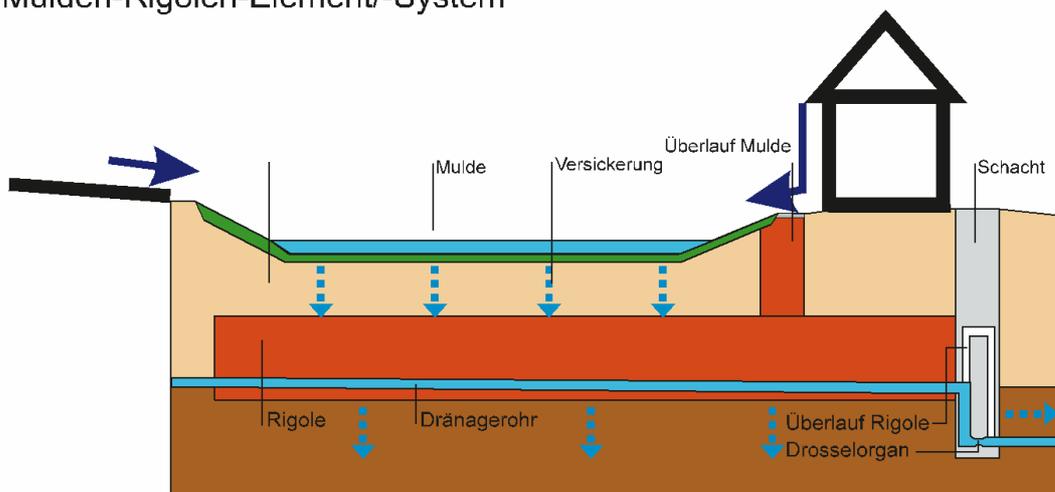
Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kommen, wie später noch ausgeführt wird, nur Muldenversickerung und Mulden-Rigolen-Systeme zum Einsatz, die im Folgenden näher erläutert werden.

Bei der **Muldenversickerung** (Bild 44, oben) wird das Niederschlagswasser in eine ca. 30 cm tiefe Mulde geleitet. Die Beschickung der Mulden erfolgt oberflächlich z.B. über Rinnen oder an Straßen über einen Tiefbord. In der Mulde kann das Wasser kurzzeitig zwischengespeichert werden und wird über eine ca. 30 cm dicke belebte, bewachsene Bodenzone versickert. Der  $k_f$ -Wert (Wasserdurchlässigkeitsbeiwert) der belebten Bodenzone sollte optimalerweise etwa  $10^{-5}$  m/s betragen; Eine deutlich größere Wasserdurchlässigkeit beeinträchtigt die Reinigung während der Bodenpassage, eine deutlich geringere führt zu ungewollten Einstauzeiten (SenStadtUmT 1999).

### Muldenversickerung



### Mulden-Rigolen-Element/-System



Quelle: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Umweltschutz und Technologie (1999)

**Bild 44: Schematische Darstellung von Muldenversickerung und Mulden-Rigolen-System**

Reicht die Versickerungsleistung des Unterbodens nicht aus ( $k_f \leq 5 \cdot 10^{-6}$  m/s, ATV-DVWK A 138 2002, S. 26) können Mulden-Rigolen-Elemente bzw. **Mulden-Rigolen-Systeme** (Bild 44, unten) zum Einsatz kommen. Dabei wird unter der Mulde eine Rigole angeordnet, die z. B. aus grobem Kies besteht. Der Porenraum der Rigole (ca. 35% des Rigolenvolumens) stellt einen zusätzlichen Langzeitspeicher dar. Der Regenabfluss kann zügig über die Mulde in die Rigole versickern, wird dort zwischengespeichert und versickert in den schlechter durchlässigen Unterboden. Um die Überstauhäufigkeit der Mulde zu reduzieren, kann ein Überlauf der Mulde in die Rigole (z. B. ein mit Kies gefülltes Rohr) eingesetzt werden. Nicht vernetzte Mulden-Rigolen-Elemente können bis zu einer Durchlässigkeit des Unterbodens von  $k_f \geq 10^{-6}$  m/s eingesetzt werden (ATV-DVWK A 138 2002, S. 26). Bei schlechteren Durchlässigkeiten können Mulden-Rigolen-Systeme angewendet werden, bei denen die einzelnen Mulden-Rigolen-Elemente durch Rohrleitungen verknüpft werden und eine teilweise, gedrosselte Ableitung des Wassers aus der Rigole erfolgt. Die Vernetzung der Rigolen kann durch eine Reihenschaltung oder auch durch den Anschluss an einen parallel ver-

### 7.3. Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehllanschlüssen im Trennsystem

---

laufenden Transportkanal erfolgen. Mulden-Rigolen-Systeme können des Weiteren die Bewirtschaftung von Schichtenwasser mit übernehmen.

Der Flächenbedarf für Mulden und Mulden-Rigolen beträgt das 5 bis 15-fache der angeschlossenen undurchlässigen Fläche ( $5 < A_u:A_s \leq 15$ , ATV-DVWK A 138 2002, Tabelle 1).

#### 7.3.2 Szenarienbeschreibung und Namensgebung

Im Trennsystem wird, wie bereits in Kapitel 4 dargestellt, nur der Schmutzwasserkanal abgebildet, d.h., mit Abkopplung im Trennsystem ist in der vorliegenden Arbeit gemeint, dass die an den S-Kanal fehlangeschlossenen Flächen abgekoppelt werden und das Wasser der Versickerung zugeführt wird. Da diese Flächen nur einen kleinen Teil der gesamten versiegelten Flächen des Einzugsgebietes ausmachen, wird angenommen, dass diese, sofern sie ausfindig gemacht werden, zu 100% abgekoppelt werden können. Das Szenario **AbkT100(15)** koppelt 100% der fehlangeschlossenen Flächen im Trennsystem ab. Die Zahl in Klammern (15) bedeutet, dass diese Fläche 15% der insgesamt im Modell abgebildeten Fläche (Trenn- und Mischsystem) entspricht (Tabelle 25). Da nicht überall ein R-Kanal vorhanden ist, wird für das Szenario der ungünstige Fall angenommen, dass die Überläufe der Mulden und Mulden-Rigolen-Systeme an den S-Kanal angeschlossen bleiben.

Das maximale Abkopplungspotenzial der Dach- und Hofflächen wurde in den fachlichen Ausarbeitungen zum Stadtentwicklungsplan (Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH 1999) auf Blockflächenebene ermittelt. Jeder Blockfläche wurde dort eine Baustruktur zugeordnet und in Abhängigkeit davon wurden minimal und maximal mögliche Abkopplungsgrade angegeben. Die maximalen Abkopplungsgrade sind in Bild 45 dargestellt. Allein aus den Dach- und Hofflächen würde sich, bezogen auf die gesamte versiegelte Fläche ein Abkopplungspotenzial von 18% ergeben (**AbkM18(16)**). Für die Straßenflächen wurde jeweils das halbe Abkopplungspotenzial der Dach- und Hofflächen angenommen. Daraus ergibt sich ein maximales Abkopplungspotenzial von 24% der versiegelten Fläche (**AbkMMax M24(20)**).

Das Szenario **AbkM17(15)** dient dem Vergleich von Abkopplung im Trennsystem und Abkopplung im Mischsystem, da es die gleiche absolute Fläche im Mischsystem abkoppelt wie AbkT100(15) im Trennsystem. Es wurde erstellt, indem die Abkopplungsgrade der Blockflächen des Szenarios AbkM18(16) proportional verkleinert wurden.

Die fiktiven Szenarien **AbkM100** bzw. **Abk100** koppeln 100% der Flächen im Mischsystem bzw. 100% der Flächen im Misch- und Trennsystem ab und dienen dazu, zu demonstrieren, welche Verbesserungen durch Abkopplung erzielt werden könnten, wenn unbegrenzt Versickerungsflächen zur Verfügung stünden.

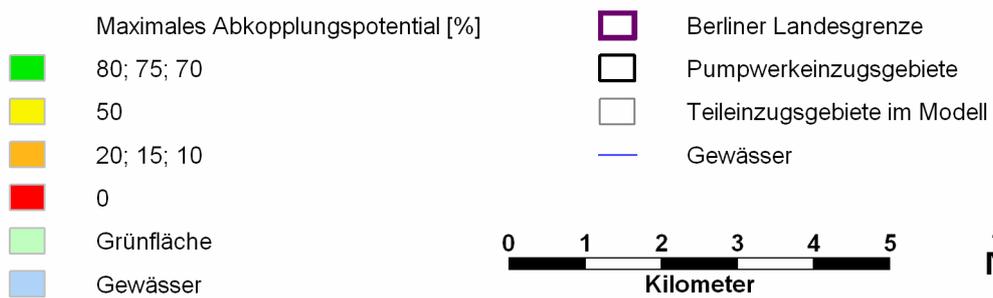
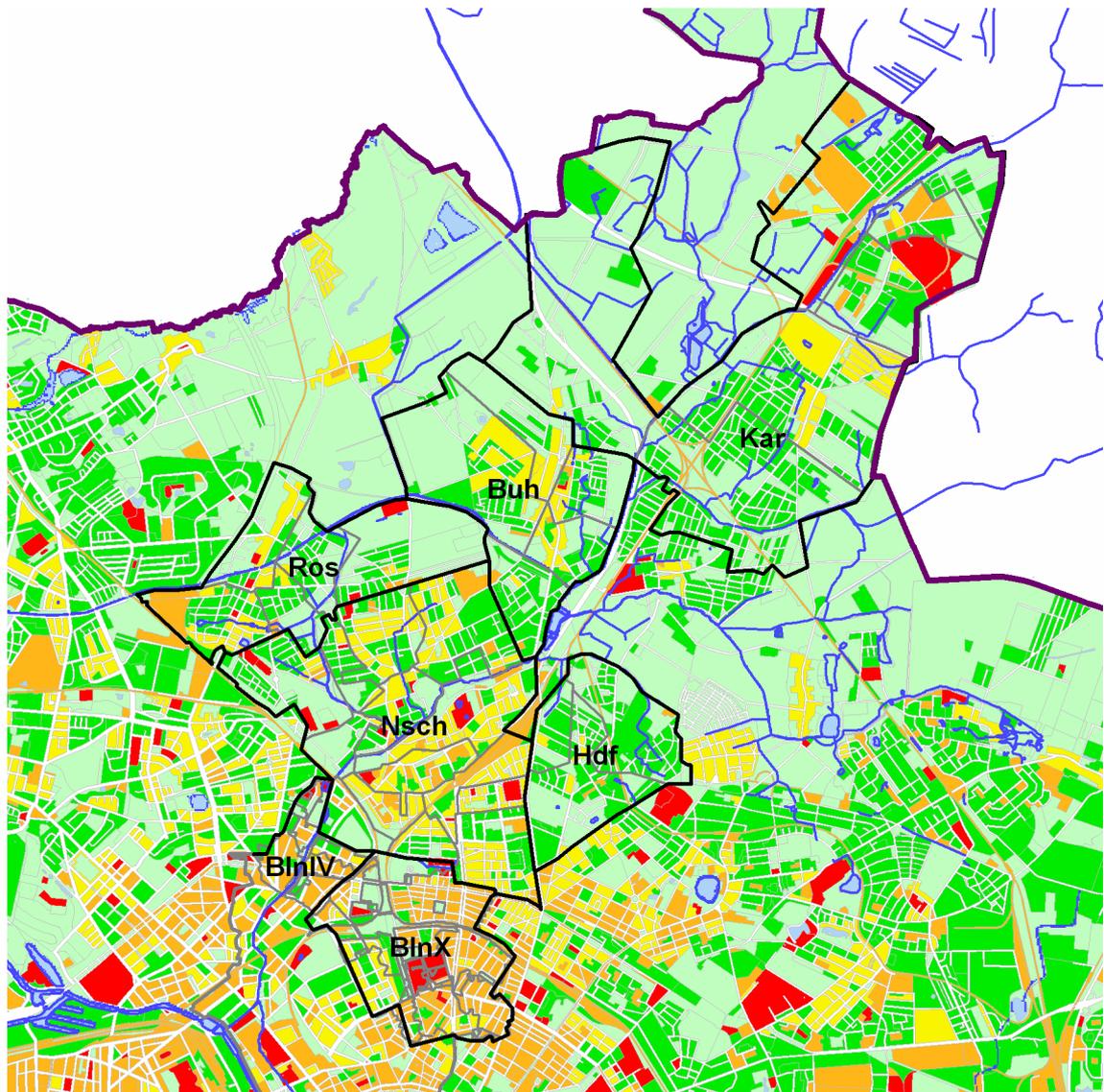
## 7. Beschreibung der Szenarien

In Bild 46 ist dargestellt, welche Methoden der Regenwasserbewirtschaftung in den jeweiligen Blockflächen in Frage kommen. In den betrachteten Einzugsgebieten sind dies fast ausschließlich Mulden oder Mulden-Rigolen-Systeme. Rot dargestellt sind Flächen, in denen eine Versickerung nicht möglich ist, da der Grundwasserflurabstand zu gering ist (1,5 m), eine bekannte Altlast vorhanden ist oder sich das Gebiet in einer Wasserschutzzone (I oder II) befindet. Gelb dargestellt sind die Flächen, in denen eine Bodenuntersuchung erforderlich ist, um ein Verfahren auszuwählen bzw. festzustellen, ob Versickerung überhaupt möglich ist, da z.B. die Durchlässigkeit des Bodens aufgrund starker Verdichtung zu gering sein könnte oder nicht bekannt ist, ob Altlasten vorliegen. Für das Szenario AbkMMax M24(20) wurde angenommen, dass auf den roten Flächen keine Abkopplung möglich ist, für die gelben Flächen wurde der günstige Fall angenommen, dass Abkopplung möglich ist.

Szenarioname	Abgekoppelte Fläche (% A <sub>u</sub> )				Beschreibung	
	Trenn	Misch		Ges.		
		Ges.	Dach +Hof			Straße
<b>AbkT100(15)</b>	100				14,8	Abkopplung aller an den S-Kanal fehlangeschlossener Flächen
<b>AbkM17(15)</b>		17,4	28,4		14,8	Zum Vergleich mit AbkT100(15) Abkopplung von 17,4 % der Flächen im Mischsystem
<b>AbkM18(16)</b>		18,3	29,9		15,6	Maximales Abkopplungspotenzial der Dach- und Hofflächen im Mischsystem
<b>AbkMMax M24(20)</b>		23,9	29,9	14,5	20,4	Maximales Abkopplungspotenzial der Dach- und Hofflächen + 50 % dieses Potenzi als für die Straßenflächen im Mischsystem
<b>AbkMax M24T100(35)</b>	100	23,9	29,9	14,5	35,2	Maximales Abkopplungspotenzial im Trenn- und Mischsystem
<b>AbkM100(85)</b>		100	100	100	85,2	Fiktives Szenario: Abkopplung von 100 % der Gesamtfläche im Mischsystem
<b>Abk100(100)</b>	100	100	100	100	100	Fiktives Szenario: Abkopplung von 100 % der Gesamtflächen im Trenn- und Mischsystem

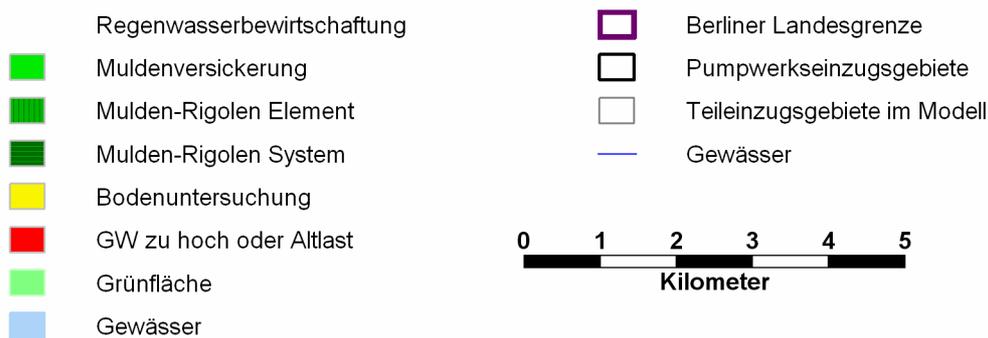
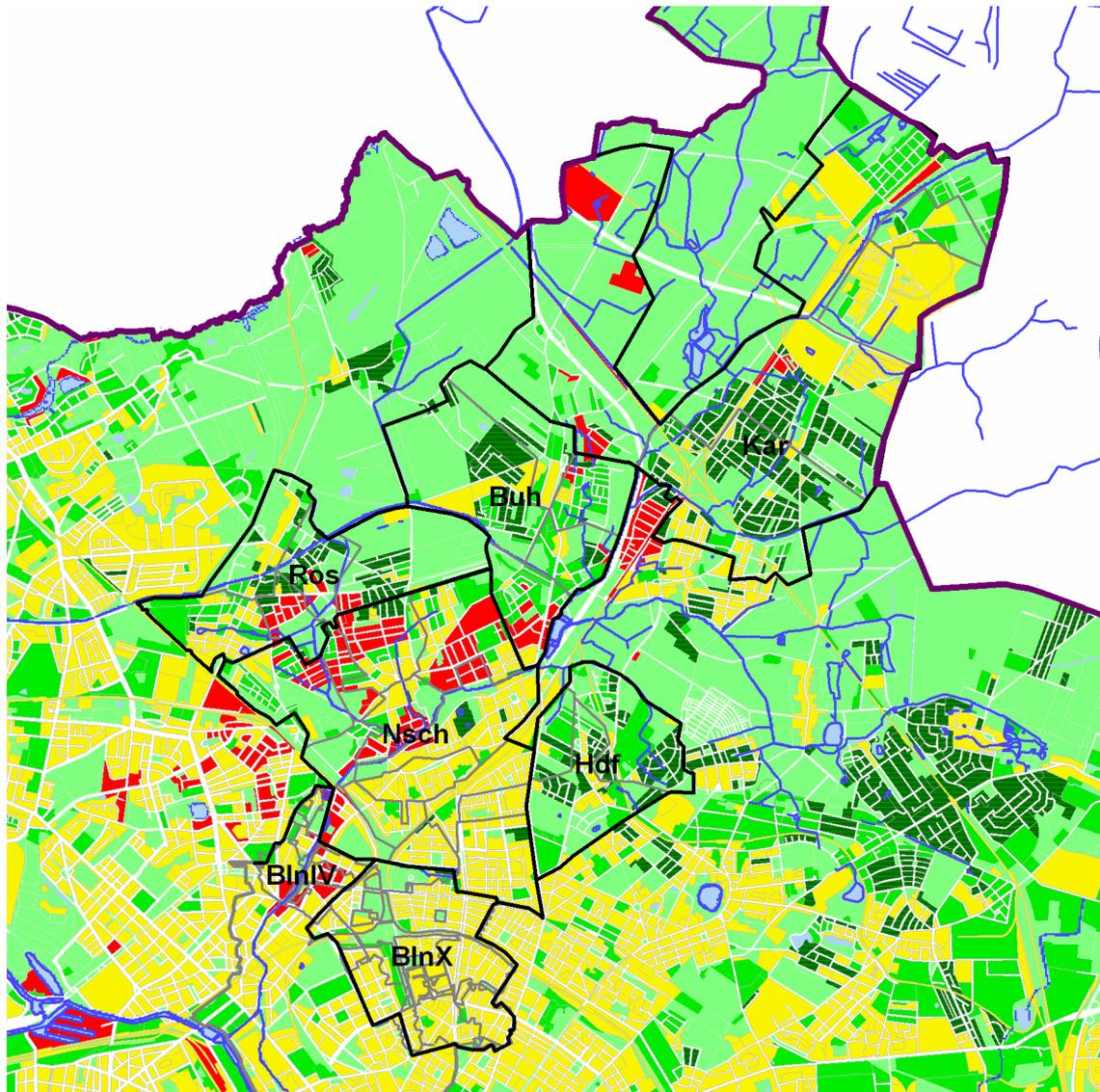
**Tabelle 25: Namensgebung der Abkopplungsszenarien**

### 7.3. Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehllanschlüssen im Trennsystem



Datengrundlage: Fachliche Ausarbeitungen zum STEP II, Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH (1999)

**Bild 45: Maximales Abkopplungspotenzial**



Datengrundlage: Fachliche Ausarbeitungen zum STEP II, Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH (1999)

**Bild 46: Mögliche Versickerungsmethoden**

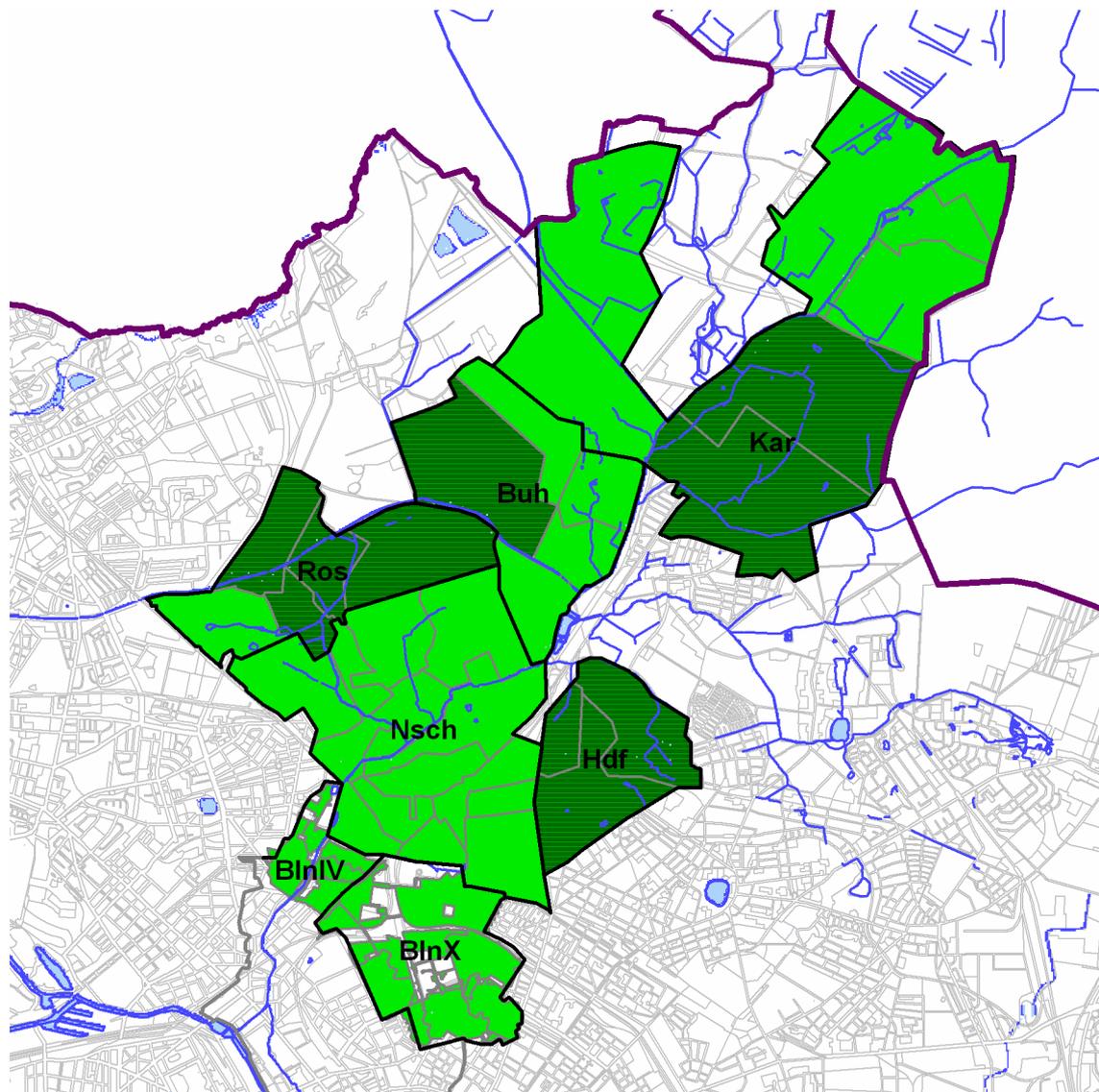
### 7.3.3 Umsetzung im Modell

Im Modell wurde für jedes Teileinzugsgebiet die Versickerungsmethode gewählt, die in Bild 46 den überwiegenden Anteil ausmacht (Bild 47). Wenn große Anteile eines Teileinzugsgebietes gelb gekennzeichnet waren, wurde zusätzlich die Karte der  $k_f$ -Werte (Bild 48) zur Beurteilung hinzugezogen, bei  $k_f > 10^{-5}$  m/s werden Mulden verwendet.

Für jedes Teileinzugsgebiet wird im Modell ein Abkopplungsgrad angegeben, der sich als flächengewichteter mittlerer Abkopplungsgrad der enthaltenen Blockflächen ergibt. Der Regenabfluss der abgekoppelten Fläche wird über eine Mulde bzw. ein Mulden-Rigolen-System versickert. Die Kenndaten sind in Tabelle 26 dargestellt. Dabei wird einer abgekoppelten Fläche, von 250 m<sup>2</sup> eine Mulde von 25 m<sup>2</sup> zugeordnet, d. h., das Verhältnis von undurchlässiger Fläche  $A_u$  zu Sickerfläche  $A_s$  beträgt 10 : 1. Bei den Mulden-Rigolen-Systemen wurde für den Unterboden ein  $k_f$ -Wert von  $10^{-6}$  m/s angenommen (vgl. Bild 48).

<b>Bezugsfläche</b>	[m <sup>2</sup> ]	250
$A_u : A_s$	[-]	10 = 250 : 25
<b>Mulde</b>		
L · B · T	[m · m · m]	10 · 2,5 · 0,3
Überlaufhöhe	[m]	0,25
$k_f$ -Wert (Wasserdurchlässigkeit) des Muldenbodens	[m/s]	$10^{-5}$
<b>Rigole</b>		
L · B · T	[m · m · m]	10 · 2,5 · 0,5
Überlaufhöhe	[m]	0,5
Speicherkoeffizient	[%]	35
Dränrohr ( $d_i$ , $d_a$ , Sohlhöhe über Rigolenboden)	[mm; mm; m]	150; 120; 0
Maximale Drosselspanne (linearer Anstieg bis zum Erreichen der Überlaufhöhe)	[l / (s · ha)]	10
$k_f$ -Wert (Wasserdurchlässigkeit) des Unterbodens	[m/s]	$10^{-6}$

**Tabelle 26: Kenndaten der verwendeten Mulden und Mulden-Rigolen-Systeme**

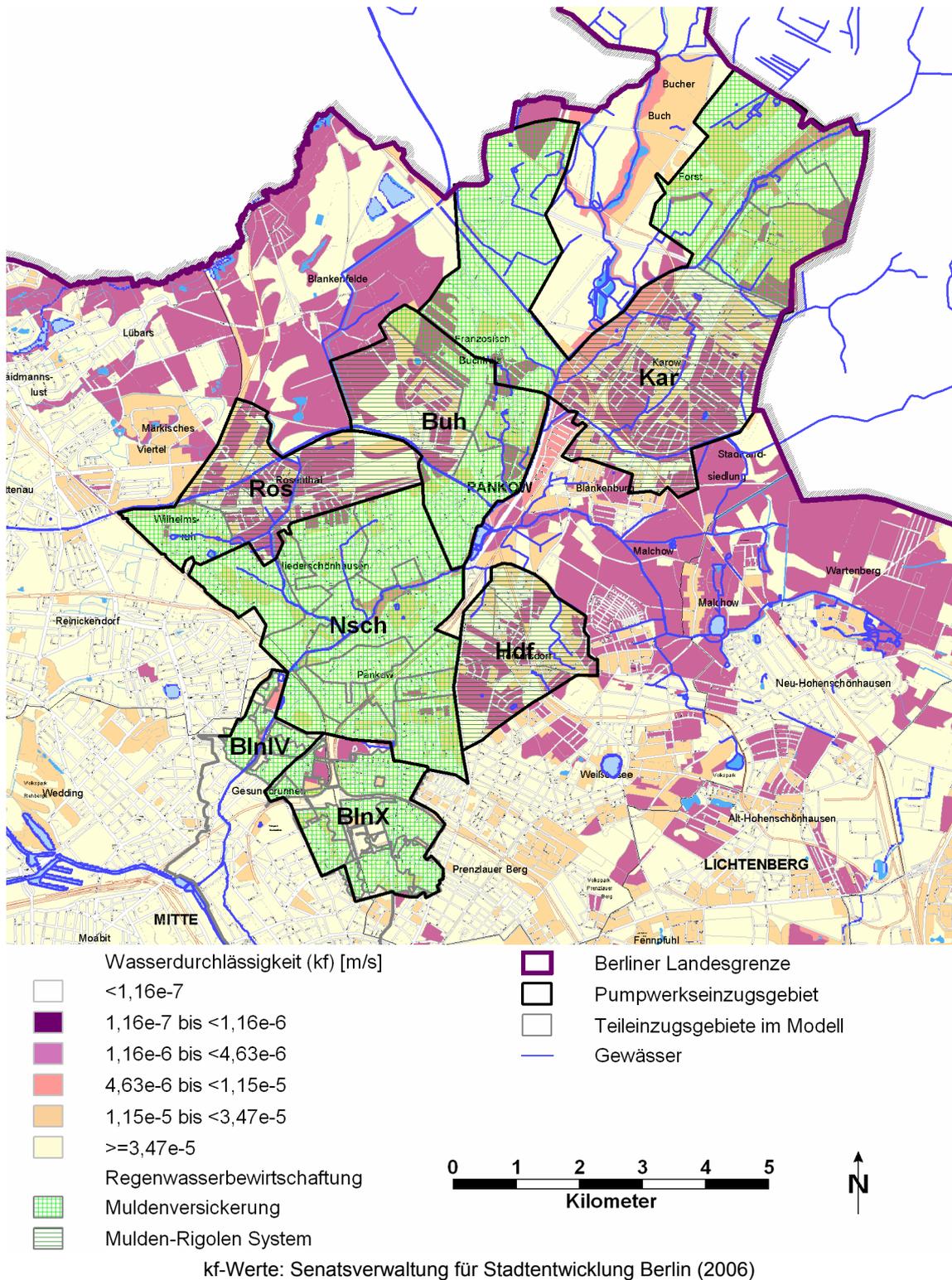


- |   |                            |   |                              |
|---|----------------------------|---|------------------------------|
|  | Regenwasserbewirtschaftung |  | Berliner Landesgrenze        |
|  | Muldenversickerung         |  | Pumpwerkseinzugsgebiete      |
|   | Mulden-Rigolen System      |  | Teileinzugsgebiete im Modell |
|   |                            |  | Gewässer                     |



**Bild 47: Für die Teileinzugsgebiete des Modells verwendete Versickerungsarten**

### 7.3. Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehllanschlüssen im Trennsystem



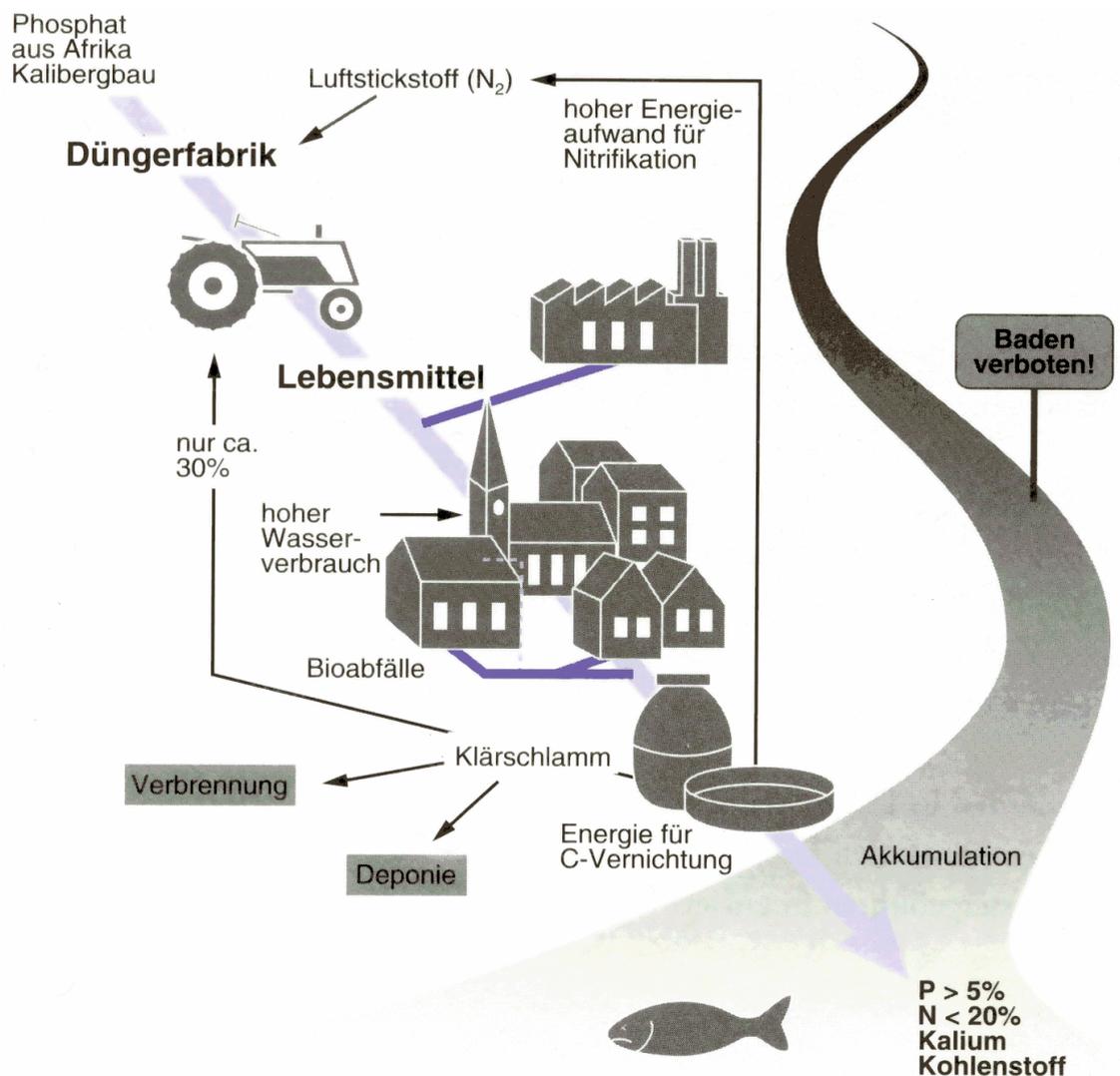
**Bild 48:  $k_f$ -Werte und für die Teileinzugsgebiete des Modells verwendete Versickerungsarten**

## 7.4 Urinseparation

### 7.4.1 Einführung

#### 7.4.1.1 Alternative Sanitärkonzepte

Das etablierte Abwassersystem zeichnet sich vor allem durch lineare Stoffströme aus (Bild 49): Alle im Haus anfallenden Abwasserteilströme werden vermischt und in zentralen Kläranlagen gereinigt. Eine Wiederverwendung der in den menschlichen Exkrementen enthaltenen Nährstoffe in der Landwirtschaft findet nur zu einem kleinen Teil über den Klärschlamm statt. Stattdessen müssen Düngemittel industriell hergestellt werden. Stickstoff wird unter hohem Energieeinsatz aus der Luft fixiert, steht aber quasi



Quelle: Lange & Otterpohl (2000)

Bild 49: Etabliertes Abwassersystem mit linearen Stoffströmen

## 7.4. Urinseparation

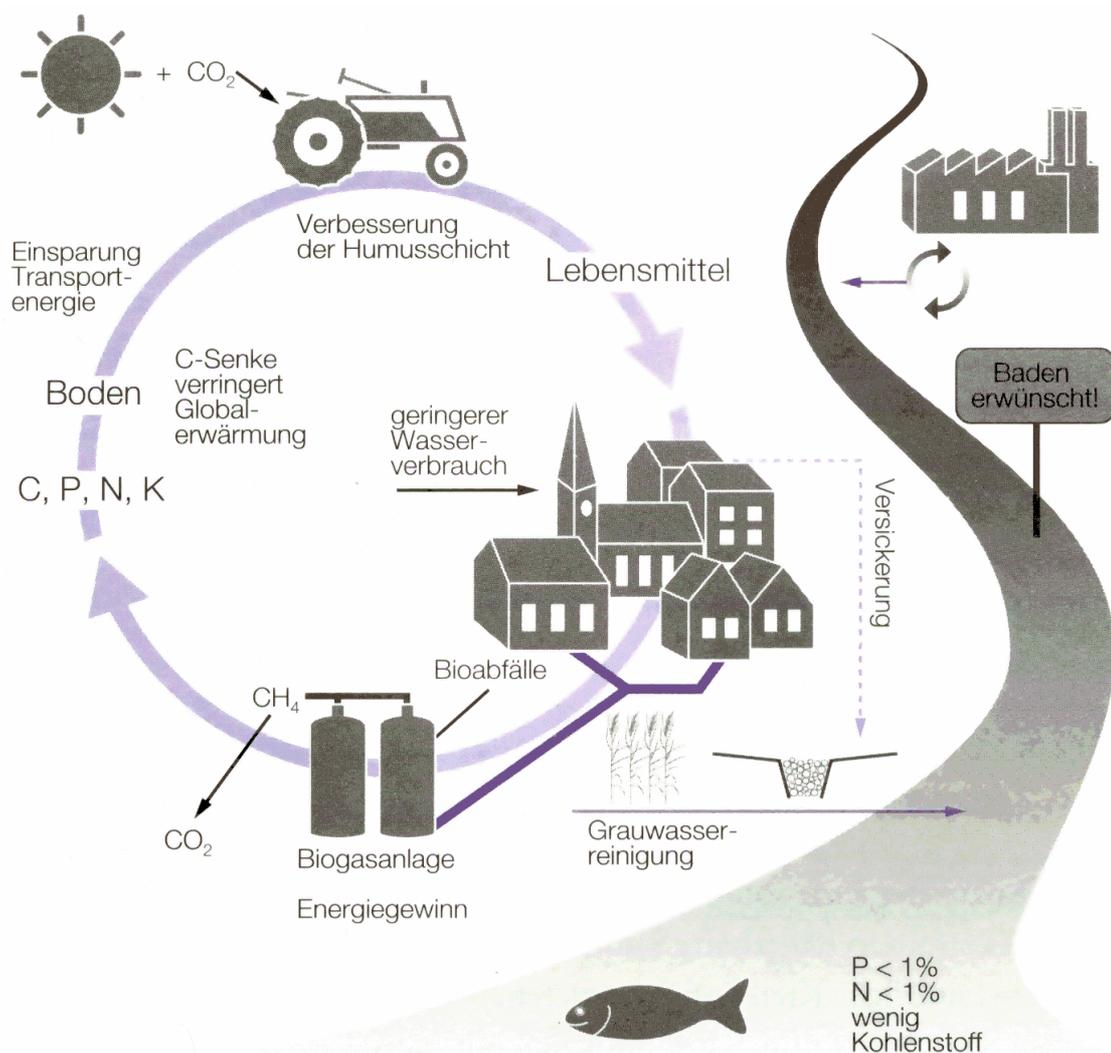
unbegrenzt zur Verfügung. Phosphor jedoch ist ein endlicher Rohstoff, der im Bergbau gewonnen wird.

Als Alternative gibt es in jüngerer Zeit den Ansatz, die Teilströme des Abwassers (Tabelle 27) getrennt zu erfassen und zu behandeln. Dabei steht insbesondere der Gedanke der Nährstoffrückgewinnung bzw. Kreis-

lauf-führung der Nährstoffe im Vordergrund (Bild 50). Ein weiterer wesentlicher Vorteil dieser Verfahren ist die verminderte Gewässerbelastung. Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Varianten dieser unter dem Begriff „alternative“ oder auch „neue“ Sanitärkonzepte bekannten Verfahren. Vielfach wird in diese Verfahren auch der Biomüll mit

Schwarzwasser	Toilettenabwasser (Fäkalien und Urin mit Spülwasser)
Gelbwasser	Urin mit Spülwasser
Braunwasser	Fäkalien mit Spülwasser
Grauwasser	Abwasser aus Küche, Bad, Waschmaschine, etc. (ohne Fäkalien und Urin)

**Tabelle 27: Abwasserteilströme**



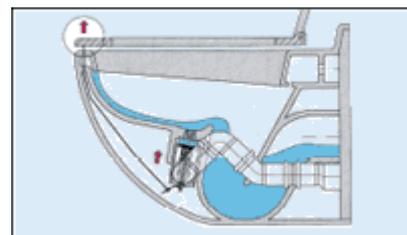
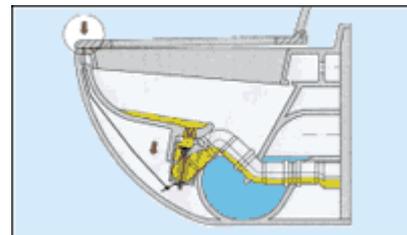
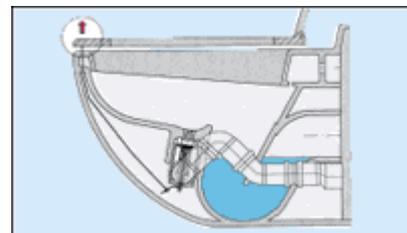
Quelle: Lange & Otterpohl (2000)

**Bild 50: Alternative Sanitärkonzepte mit geschlossenen Stoffkreisläufen**

einbezogen, um daraus Energie zu gewinnen (Biogas) und die Nährstoffe zurückzugewinnen zu können. Viele Beispiele mit Beschreibungen der einzelnen Konzepte werden von Lange & Otterpohl (2000) dargestellt.

Die alternativen Sanitärkonzepte können derzeit noch nicht als Stand der Technik bezeichnet werden. Es gibt allerdings eine Vielzahl von Pilot- und Forschungsprojekten. Die folgende Aufzählung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit:

- Ökologische Wohnsiedlung Lübeck Flintenbreite ([www.flintenbreite.de](http://www.flintenbreite.de); Peters 2002)
- Passivhaus „Wohnen und Arbeiten“ in Freiburg ([www.passivhaus-vauban.de](http://www.passivhaus-vauban.de); Fraunhofer ISE 2001; Peters 2002)
- Lambertsühle zu Burscheid ([www.lambertsuehle-burscheid.de](http://www.lambertsuehle-burscheid.de); WiW Wupperverbandsgesellschaft für integrale Wasserwirtschaft mbH 2003)
- SCST - Sanitation Concept for Separate Treatment, Berlin-Stahnsdorf ([www.kompetenz-wasser.de](http://www.kompetenz-wasser.de))
- In Schweden gibt es etwa 50 Urinseparationsprojekte mit einer Größe von mehr als 10 Haushalten, die in (SEI 2006) aufgeführt sind.



[www.roediger.de](http://www.roediger.de) (2006)

**Bild 51: Urinseparationstoilette**

### 7.4.1.2 Urinseparation

Im Urin sind etwa 80 % des Stickstoffs und 45 % des Phosphors des häuslichen Abwassers enthalten (vgl. Tabelle 28). Das Volumen des Urins hingegen macht nur etwa 1 % des häuslichen Abwassers aus. Daher ist es sinnvoll, diesen Teilstrom (mit möglichst wenig Spülwasser) getrennt zu erfassen und zu verwerten. Die Separation des Urins kann beispielsweise durch wasserlose Urinale oder Urinseparationstoiletten (Bild 51) erfolgen.

In Schweden wird Urinseparation bereits seit Mitte der 90er Jahren praktiziert. Einen aktuellen Überblick über die schwedischen Erfahrungen gibt SEI (2006). In Schweden wird der Urin nach einer Lagerung von einem halben Jahr zur Hygienisierung direkt landwirtschaftlich verwertet. Eine derzeit

## 7.4. Urinseparation

---

noch strittige Frage bei dieser Praxis ist jedoch das Risiko, das von Pharmakarückständen und Hormonen ausgeht. Auf der anderen Seite ist Urin in Bezug auf Schwermetallgehalte industriell hergestellten Phosphor-Düngern überlegen. In Deutschland ist Urin derzeit als Düngemittel nicht zugelassen.

Aktuell wird eine Vielzahl von Verfahren zur Aufbereitung von Urin erforscht. Einen guten Überblick über die Verfahren und den Stand der Forschung geben Maurer et al. (2006). Als Beispiele seien die Fällung von Struvit ( $MgNH_4PO_4$ ) unter Zugabe von Magnesium zur Herstellung eines festen Düngers und Nanofiltration oder Ozonierung zur Entfernung von Pharmakarückständen genannt.

Die Verwertung des Urins ist jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. In der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Effekte auf das Entwässerungssystem, die Kläranlage und das Gewässer betrachtet.

Für die weitere Verwertung oder Behandlung des Braun- und Grauwassers gibt es verschiedene Möglichkeiten, die z. B. von Lange & Otterpohl (2000) dargestellt werden. In der vorliegenden Arbeit bleibt das Braun- und Grauwasser an den Abwasserkanal angeschlossen.

		Urin	Fäkalien	Grauwasser	Summe
CSB	g/(E · d)	16,4	38,2	65,5	120
TKN	g(E · d)	8,5	1,4	1,1	11
NH <sub>4</sub> -N	g(E · d)	7,3	0,0	0,0	7,3
Pges	g(E · d)	0,8	0,5	0,5	1,8

Herleitung und Quellen: siehe Anhang 11.3.1.1

**Tabelle 28: Aufteilung der Schmutzfrachten auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser**

### 7.4.2 Szenarienbeschreibung

Den Szenarien liegt die in Tabelle 28 dargestellte Aufteilung der Schmutzfrachten zugrunde. Es wurde angenommen, dass die Trenneffizienz bei 75% liegt (Remy 2006). Das bedeutet, dass in einem Haushalt, in dem Urinseparation durchgeführt wird, nur 75% des Urins auch tatsächlich getrennt erfasst werden können. Die übrigen 25% gelangen in das Braunwasser. Verluste treten z.B. bei der Verwendung von Urinseparationstoiletten durch „Stehpinkler“ auf, aber auch beim Urinieren im Sitzen kann ein Teil des Urins in das Braunwasser gelangen. Nach Remy (2006) ließe sich die Trenneffizienz bei optimaler Nutzung auf bis zu 85% steigern. Es wurde angenommen, dass sich der Abwasseranfall bei der Urinseparation um 14 l/(E · d) verringert, da Urin-

## 7. Beschreibung der Szenarien

separationstoiletten (wie andere moderne Toiletten auch) weniger Wasser verbrauchen als der aktuelle Durchschnitt (siehe Anhang 11.3.1.1).

### 7.4.3 Namensgebung der Szenarien

Die Urinseparationsszenarien werden nach dem in Tabelle 29 dargestellten Prinzip benannt.

Urs	M/T	x	(z)
	M: Mischsystem T: Trennsystem weglassen: beide	x% der Einwohner des Systems (M oder T) wenden Urinseparation an.	z% der Einwohner des gesamten, im Modell abgebildeten Systems, wenden Urinseparation an.

**Tabelle 29: Namensgebung der Urinseparationsszenarien**

Beispiele:

**UrsM17(6):** 17% der Einwohner des Mischsystems wenden Urinseparation an. Das entspricht 6% der Einwohner des gesamten, im Modell abgebildeten Systems.

**Urs100(100):** 100% der Einwohner des Misch- und Trennsystems wenden Urinseparation an. Das entspricht 100% der Einwohner des gesamten, im Modell abgebildeten Systems.

### 7.4.4 Umsetzung im Modell

Im Niederschlag-Abfluss und Schmutzfracht Modell wurden die Szenarien umgesetzt, indem die einwohnerspezifischen Schmutzfrachten und Abwassermengen gemäß Tabelle 30 angepasst wurden.

% der Haushalte mit Urinseparation		0,0 %	17,4 %	53,0 %	100,0 %
Q	l/(E · d)	115,0	112,5	107,5	100,9
CSB	g/(E · d)	120,00	117,87	113,50	107,73
NH <sub>4</sub> -N	g/(E · d)	7,33	6,38	4,42	1,83
Pges	g/(E · d)	1,80	1,69	1,48	1,19

**Tabelle 30: Einwohnerspezifischer Schmutzwasseranfall der Urinseparationsszenarien**

Das biochemische Kläranlagenmodell (ASM1) kann die Auswirkungen des reduzierten Zuflusses und der reduzierten CSB und Stickstofffrachten korrekt abbilden.

Wie bereits in Kapitel 6.4.3 geschildert wird Phosphor im ASM1 nicht abgebildet, und es kommt die dort beschriebene einfache Modellvorstellung zur Anwendung. Für die Urinseparationsszenarien wurde angenommen, dass sich die P-Ablauffrachten im Vergleich zum Ist-Zustand um den gleichen Anteil reduzieren wie die P-Frachten im Ablauf der Nachklärung (siehe Anhang 11.3.1.3).

Es ist wichtig, festzustellen, ob es bei den Urinseparationsszenarien zu einer Limitierung des Biomassenwachstums durch Phosphor kommen kann, die im ASM1 nicht berücksichtigt würde. Daher wird in Anhang 11.3.1.2 eine Abschätzung vorgenommen. Diese kommt zu dem Ergebnis, dass eine Limitierung des Biomassenwachstums durch Phosphor sicher ausgeschlossen werden kann.

### 7.5 Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

#### 7.5.1 Einführung

Das im Modell abgebildete System besteht aus sieben Pumpwerkseinzugsgebieten. In jedem der Einzugsgebiete stehen im Pumpwerk gewisse Speichervolumina zur Verfügung. Durch Rückstau im Kanalnetz lassen sich weitere Volumina aktivieren. Ohne eine Verbundsteuerung der Pumpwerke werden die Speichervolumina ungleichmäßig genutzt. D. h., es kann in einem Einzugsgebiet zu Überläufen kommen, obwohl in einem andern noch große Speichervolumina ungenutzt bleiben. Ziel der Echtzeitsteuerung ist es daher, die Fördermengen der Pumpwerke so aufeinander abzustimmen, dass die Speichervolumina in allen Einzugsgebieten gleichermaßen genutzt werden und so die Überläufe verringert werden. Dieser Ansatz wird in Kapitel 7.5.2 beschrieben (Speicherauslastungsszenarien).

Der Begriff Echtzeitsteuerung bezieht sich darauf, dass während des Abflussvorganges kontinuierlich oder in kleinen Zeitintervallen auf der Grundlage von aktuellen Messungen (z. B. Durchflüsse, Wasserstände) z. B. Pumpen oder Schieber gesteuert werden.

Wie bereits dargestellt führt das Druckrohrleitungsnetz im Regenwetterfall zu erheblichen Frachtstößen auf die Kläranlage, da sich in den Rohren zunächst Abwasser mit Trockenwetterkonzentration befindet und das verdünnte Mischwasser erst deutlich nach der hydraulischen Spitzenbelastung die Kläranlage erreicht. Das Druckrohrleitungsnetz besteht aus mehr Rohrleitungen, als im Ist-Zustand abgebildet werden. Daher gibt es von jedem Pumpwerk mindestens zwei mögliche Förderwege zur Kläranlage (dabei kann es sich sowohl um parallel verlaufende Rohre, als auch um unterschiedliche Trassen handeln). In den „Überholspurszenarien“ wird diese Tatsache ausgenutzt, um den Frachtstoß zu mindern, indem ein Förderweg für den Trockenwetterabfluss genutzt wird und der andere für den Regenwetterabfluss. Bei einsetzender Mischwasserförderung bekommt die Kläranlage nun das Wasser aus der Regenwetterleitung, in der sich verdünntes Mischwasser des vorigen Regenereignisses befindet. Die Überholspurszenarien werden in Kapitel 7.5.3 beschrieben.

Im Folgenden werden für die beiden dargestellten Ansätze verschiedene Steuerungsalgorithmen entwickelt und beschrieben. Im detaillierten Ergebnisteil (Kapitel 8.1.5) erfolgt der Vergleich der verschiedenen Algorithmen, eine Variation der Parameter und eine Vorauswahl der besten Varianten, die dann in die zusammenfassende Ergebnisdarstellung (Kapitel 8.2) einbezogen werden.

Die konkrete technische Umsetzung der Steuerungsszenarien ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

### **7.5.2 Szenarien zur Optimierung der Speicherauslastung (Speicherauslastungsszenarien)**

#### **7.5.2.1 Systemressourcen: Speichervolumina und Förderleistungen**

In Tabelle 17 (S. 103) sind die an den einzelnen Pumpwerken zur Verfügung stehenden Speichervolumina und die Förderleistungen dargestellt. Für die Steuerungsszenarien werden die Gesamtvolumina, d. h. Pumpwerk, Regenüberlaufbecken und durch Rückstau im Kanalnetz aktivierbare Volumina angesetzt. Es werden die maximalen Förderleistungen der Pumpen verwendet (Ist-Zustand: Regelförderung). In Variantenrechnungen werden diese erhöht. Insgesamt darf an der Kläranlage die zweifache Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ , siehe Tabelle 18, S 104) nicht überschritten werden. Ob es durch die erhöhten Förderleistungen zu unzulässig hohen Drücken im Leitungsnetz kommt, wird nicht untersucht.

#### **7.5.2.2 Optimierungspotenzial – fiktives Zentralspeicherszenario**

Für dieses fiktive Szenario wird angenommen, dass die in den Pumpwerken und Kanalnetzen vorhandenen Speichervolumina statt lokal verteilt zentral vor der Kläranlage vorhanden sind. Dadurch wird das vorhandene Speichervolumen immer optimal ausgenutzt, d. h., es kommt erst zum Überlauf, wenn im gesamten System kein Speicherraum mehr vorhanden ist.

Fänden die Überläufe im Modell an diesem fiktiven Zentralspeicherbecken statt, führte dies in einigen Fällen aufgrund der Effekte des Druckrohrleitungsnetzes dazu, das unverdünntes Schmutzwasser entlastete. Daher werden die Überläufe durch einen relativ einfachen Steuerungsalgorithmus auf die Pumpwerke verteilt. Ist der Zentralspeicher voll, entlasten zunächst die Mischgebiete. Nur, wenn in den Trenngebieten allein soviel Wasser anfällt, dass der zulässige Kläranlagenzulauf überschritten würde, entlasten auch die Trennsysteme.

#### **7.5.2.3 Beschreibung der Steuerungsalgorithmen**

##### **7.5.2.3.a Steuerung mit dem Ziel einer gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern (Algorithmen 1 und 1b)**

Steuerungsziel: Wenn kein Pumpwerk mehr fördert, soll die verbleibende Restspeicherzeit bei aktuellem Zufluss in allen Pumpwerken gleich sein (Algorithmus 1).

### Definition der verwendeten Formelzeichen

$\Delta t$	Zeitintervall, nach dem das Steuerungsziel erreicht werden soll (5 min)
$n$	Anzahl der Pumpwerke
$V_{Sp,i}$	Maximal nutzbares Speichervolumen eines Pumpwerkes
$V_{Sp,ges} = \sum_{i=1}^n V_{Sp,i}$	Gesamtes Speichervolumen
$Q_{Zu,i}$	Zufluss eines Pumpwerkes
$Q_{Zu,ges} = \sum_{i=1}^n Q_{Zu,i}$	Gesamter Zufluss
$Q_{Ab,i}$	Fördermenge eines Pumpwerkes
$Q_{max,i}$	Maximale Förderleistung eines Pumpwerkes
$Q_{E,i}$	Überlaufvolumenstrom eines Pumpwerkes
$Q_{Ab,zul,ges}$	Insgesamt zulässige Fördermenge
$t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll}$	Steuerungsvorgabe: idealerweise verbleibende Restspeicherzeit des Gesamtsystems zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ , wenn ab dem Zeitpunkt $t + \Delta t$ kein Pumpwerk mehr fördert
$va_i$	Füllgrad eines Speichers (Volumenanteil)
$V_{Rest,i} = (1 - va_i) \cdot V_{Sp,i}$	Noch verfügbares Speichervolumen eines Pumpwerkes
$V_{Rest,ges} = \sum_{i=1}^n V_{Rest,i}$	Insgesamt noch verfügbares Speichervolumen

### Berechnung der Fördermengenvorgabe für die einzelnen Pumpwerke

Berechnung der Steuerungsvorgabe: idealerweise verbleibende Restspeicherzeit des Gesamtsystems zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$ , wenn ab dem Zeitpunkt  $t + \Delta t$  kein Pumpwerk mehr fördert (und die Zuflüsse zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  den Zuflüssen zum Zeitpunkt  $t$  entsprechen):

$$\underbrace{t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll}}_{\text{Steuerungsvorgabe}} = \frac{V_{Rest,ges}(t) - \overbrace{(Q_{Zu,ges}(t) - Q_{Ab,zul,ges}(t)) \cdot \Delta t}^{\text{Speicherverbrauch bis zum Zeitpunkt } t + \Delta t}}{Q_{Zu,ges}(t)} = \frac{V_{Rest,ges}(t + \Delta t)}{\underbrace{Q_{Zu,ges}(t)}_{\approx Q_{Zu,ges}(t + \Delta t)}} \quad (\text{Gl. St1-1})$$

## 7.5. Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

---

Aus der Steuerungsvorgabe werden die Fördermengenvorgaben  $Q_{Ab,i}$  für jedes einzelne Pumpwerk berechnet:

$$t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll} = \frac{V_{Rest,i}(t) - (Q_{Zu,i}(t) - Q_{Ab,i}(t)) \cdot \Delta t}{Q_{Zu,i}(t)} \Rightarrow$$

$$Q_{Ab,i} = Q_{Zu,i} + \frac{\overbrace{t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll} \cdot Q_{Zu,i}(t)}^{\text{benötigtes Volumen}} - \overbrace{V_{Rest,i}(t)}^{\text{vorhandenes Volumen}}}{\Delta t} \quad (\text{Gl. St1-2})$$

Für die Phase des Überlaufens können dieselben Gleichungen angewendet werden. Für  $t_{Sp,Q_{ab}=0}(t+\Delta t)$  ergeben sich dann negative Werte. Im Folgenden wird verdeutlicht, warum dies dennoch zu sinnvollen Ergebnissen führt: Mit  $V_{Rest,ges} = V_{Rest,i} = 0$  folgt durch Einsetzen von Gl. St1-1 in Gl. St1-2:

$$Q_{Ab,i} = Q_{Zu,i} - \frac{Q_{Zu,i}}{Q_{Zu,ges}} (Q_{Zu,ges}(t) - Q_{Ab,zul,ges}(t))$$

Damit folgt für den Überlaufvolumenstrom  $Q_{E,i}$ :

$$Q_{E,i} = Q_{Zu,i} - Q_{Ab,i} = \frac{Q_{Zu,i}}{Q_{Zu,ges}} (Q_{Zu,ges}(t) - Q_{Ab,zul,ges}(t))$$

Aus der Gleichung ist ersichtlich, dass der Algorithmus in diesem Fall die Überlaufvolumenströme proportional zu den Zulaufvolumenströmen auf die Pumpwerke verteilt.

### Randbedingungen

1. Keine negativen Fördermengen:  $Q_{Ab,i} \geq 0$
2. Vermeidung von Überläufen im Trennsystem (unter Beachtung der maximalen Förderleistungen der Pumpwerke (3.) und des insgesamt zulässigen Kläranlagenzulaufs)

$$Q_{Ab,i,Trenn} \geq Q_{Zu} + \frac{V_{Rest,i}}{\Delta t}$$

3. Beachtung der maximalen Förderleistungen der Pumpwerke:  $Q_{Ab,i} \leq Q_{max,i}$
4. Es macht keinem Sinn, einem Pumpwerk mehr Förderleistung zuzuteilen, als überhaupt Wasser vorhanden ist:

$$Q_{Ab,i} \leq Q_{Zu,i} + \frac{va_i \cdot V_{Sp,i}}{\Delta t}$$

### Gesamter Algorithmus

1. Berechnung der Speicherzeitvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-1
2. Berechnung der Fördermengenvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-2
3. Kontrolle der Randbedingungen
  - Bei Verletzung einer Randbedingung:
    - Setzen von  $Q_{Ab,i}$  auf die Randbedingung und markieren des Pumpwerkes  $i$  als ‚fertig‘
    - Rückkehr zu Schritt 1
  - Wenn keine Randbedingungen verletzt werden:
    - Algorithmus ist für diesen Zeitschritt beendet

**Bild 52: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel einer gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern, gekürzte Darstellung**

1. Berechnung der Speicherzeitvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-1
2. Berechnung der Fördermengenvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-2
3. Kontrolle der Randbedingungen
  - a) Bei Verletzung der unteren Randbedingungen (1. und 2.)
    - Setzen von  $Q_{Ab,i}$  auf die Randbedingung und markieren der Pumpwerke als ‚vorläufig fertig‘
    - Berechnung der Speicherzeitvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ oder ‚vorläufig fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-1
    - Berechnung der Fördermengenvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ oder ‚vorläufig fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St1-2
    - Iteration ab a), bis keine unteren Randbedingungen mehr verletzt werden
  - b) Bei Verletzung der oberen Randbedingungen (3. und 4.)
    - Bei dem Pumpwerk, bei dem die größte Abweichung zwischen Randbedingung und  $Q_{Ab,i}$  besteht:  
Setzen von  $Q_{Ab,i}$  auf die Randbedingung und markieren des Pumpwerkes  $i$  als ‚fertig‘
    - Rückkehr zu Schritt 1
- Wenn keine oberen Randbedingungen verletzt werden:
  - Algorithmus ist für diesen Zeitschritt beendet

**Bild 53: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel einer gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern**

In Bild 52 ist der gesamte Algorithmus dargestellt. Es stellte sich heraus, dass die Kontrolle der Randbedingungen alles andere als trivial ist und darüber entscheidet, ob der Algorithmus funktioniert. Das Setzen einer negativen Fördervorgabe auf 0 führt z.B. dazu, dass im nächsten Iterationsschritt  $t_{Sp,Qab=0,soll}$  und somit auch die Fördervorgaben  $Q_{Ab,i}$  geringer werden. Das Setzen einer zu großen Fördervorgabe auf den zulässigen

Maximalwert führt umgekehrt dazu, dass  $t_{Sp,Q_{ab}=0,soll}$  und die Fördervorgaben  $Q_{Ab,i}$  im nächsten Iterationsschritt steigen. Dies kann dazu führen, dass ein anderes Pumpwerk, dessen Fördervorgabe in einem vorhergegangenen Rechenschritt auf 0 gesetzt wurde, nun wieder eine positive Fördervorgabe erhalten würde und dies - damit der Algorithmus funktioniert - auch muss. Letztendlich hat sich das in Bild 53 dargestellte Verfahren bewährt.

### Variante

Steuerungsziel: Wenn kein Pumpwerk mehr fördert, soll die verbleibende Restspeicherzeit bei einem konstanten Referenzzufluss  $Q_{Ref}$  in allen Pumpwerken gleich sein (Algorithmus 1b).

### Definition der verwendeten Formelzeichen

$Q_{Ref}$  Referenzzufluss, gewählt:  $Q_{Ref} = Q_{T,d,aM,16}$

### Berechnung der Fördermengenvorgabe für die einzelnen Pumpwerke

Berechnung der Steuerungsvorgabe:

$$t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll} = \frac{V_{Rest,ges}(t) - \overbrace{(Q_{Zu,ges}(t) - Q_{Ab,zul,ges}(t)) \cdot \Delta t}^{\text{Speicherverbrauch bis zum Zeitpunkt } t + \Delta t}}{Q_{Ref,ges}} = \frac{V_{Rest,ges}(t + \Delta t)}{Q_{Ref,ges}} \quad (\text{Gl. St1b-1})$$

Berechnung der Fördermengenvorgaben  $Q_{Ab,i}$  für jedes einzelne Pumpwerk:

$$t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll} = \frac{V_{Rest,i}(t) - (Q_{Zu,i}(t) - Q_{Ab,i}(t)) \cdot \Delta t}{Q_{Ref}} \Rightarrow$$

$$Q_{Ab,i} = Q_{Zu,i} + \frac{\overbrace{t_{Sp,Q_{ab}=0}(t + \Delta t)_{soll} \cdot Q_{Ref,i}}^{\text{benötigtes Volumen}} - \overbrace{V_{Rest,i}}^{\text{vorhandenes Volumen}}}{\Delta t} \quad (\text{Gl. St1b-2})$$

Mit  $V_{Rest,ges} = V_{Rest,i} = 0$  folgt durch Einsetzen von Gl. St1.b-1 in Gl. St1b-2:

$$Q_{E,i} = Q_{Zu,i} - Q_{Ab,i} = \frac{Q_{Ref,i}}{Q_{Ref,ges}} (Q_{Zu,ges}(t) - Q_{Ab,zul,ges}(t))$$

Für die Phase des Überlaufens verteilt der Algorithmus die Überlaufvolumenströme also proportional zu  $Q_{Ref}$  auf die Pumpwerke.

Abgesehen von den modifizierten Gleichungen (St1.b-1 und St1.b-2) ist der Algorithmus 2 identisch zu Algorithmus 1.

### 7.5.2.3.b Steuerung mit dem Ziel eines gleichmäßigen Speicherausnutzungsgrades (Algorithmus 2)

Steuerungsziel: gleichmäßiger Speicherausnutzungsgrad

#### Berechnung der Fördermengenvorgabe für die einzelnen Pumpwerke

Berechnung der Steuerungsvorgabe:

$$va(t + \Delta t)_{\text{soll}} = \frac{V_{\text{Rest,ges}}(t) - \overbrace{(Q_{\text{Zu,ges}}(t) - Q_{\text{Ab,zul,ges}}(t)) \cdot \Delta t}^{\text{Speicherverbrauch bis zum Zeitpunkt } t + \Delta t}}{V_{\text{Sp,ges}}} \approx \frac{V_{\text{Rest,ges}}(t + \Delta t)}{V_{\text{Sp,ges}}} \quad (\text{Gl. St2-1})$$

Berechnung der Fördermengenvorgaben  $Q_{\text{Ab,i}}$  für jedes einzelne Pumpwerk:

$$va(t + \Delta t)_{\text{soll}} = \frac{V_{\text{Rest,i}}(t) - (Q_{\text{Zu,i}}(t) - Q_{\text{Ab,i}}(t)) \cdot \Delta t}{V_{\text{Sp,i}}} \Rightarrow$$

$$Q_{\text{Ab,i}} = Q_{\text{Zu,i}} + \frac{\overbrace{va(t + \Delta t)_{\text{soll}} \cdot V_{\text{Sp,i}}}^{\text{benötigtes Volumen}} - \overbrace{V_{\text{Rest,i}}(t)}^{\text{vorhandenes Volumen}}}{\Delta t} \quad (\text{Gl. St2-2})$$

Mit  $V_{\text{Rest,ges}} = V_{\text{Rest,i}} = 0$  folgt durch Einsetzen von Gl. St2-1 in Gl. St2-2:

$$Q_{\text{E,i}} = Q_{\text{Zu,i}} - Q_{\text{Ab,i}} = \frac{V_{\text{Sp,i}}}{V_{\text{Sp,ges}}} (Q_{\text{Zu,ges}}(t) - Q_{\text{Ab,zul,ges}}(t))$$

Im Falle der Speichervollfüllung verteilt der Algorithmus die Überlaufvolumenströme also speichervolumenproportional auf die Pumpwerke.

Abgesehen von den modifizierten Gleichungen (St2-1 und St2-2) ist der Algorithmus 2 identisch zu Algorithmus 1.

### 7.5.2.3.c Varianten für die Phase des Überlaufens

Das Steuerungsziel der beschriebenen Algorithmen bezieht sich auf die Phasen der Speicherfüllung und der Speicherentleerung. Es wurde dargestellt, dass die Algorithmen auch in der Phase des Überlaufens sinnvoll arbeiten. Da das Steuerungsziel jedoch nicht für diese Phase entwickelt wurde, ist es wahrscheinlich, dass andere Algorithmen zu besseren Ergebnissen führen. So erscheint es sinnvoll, einen Algorithmus zu entwickeln, der zum Ziel hat, dass Pumpwerke mit hohen Stoffkonzentrationen weniger entlasten als Pumpwerke mit niedrigen Konzentrationen. Im Folgenden werden die entwickelten Varianten vorgestellt.

### Definition der verwendeten Formelzeichen

$m$	Anzahl der Pumpwerke, die entlasten, $m \leq n$
$j$	Nummer des Pumpwerkes [1..m], das entlastet
$k_j$	Umverteilungsfaktor (siehe Varianten der proportionalen Umverteilung)
$S_{\text{NH}_4\text{-N,Ab},j}$	$\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf des Pumpwerkes $j$ , stellvertretend für alle Stoffkonzentrationen
$EZ_j$	Einwohnerzahl des Pumpwerkseinzugsgebietes $j$
$b_{\text{d,NH}_4\text{-N},j}$	Einwohnerspezifische $\text{NH}_4\text{-N}$ Fracht des Pumpwerkseinzugsgebietes $j$

### Proportionale Umverteilung der Überlaufvolumenströme

Die proportionale Umverteilung geschieht nach dem im Folgenden dargestellten Ablauf:

1. Berechnen der Überlaufvolumenströme:

$$Q_{E,i} = Q_{Zu,i} - \frac{V_{\text{Rest},i}}{\Delta t} - Q_{\text{Ab},i} \quad (\text{Gl. St-3})$$

2. Umverteilung der Überlaufvolumenströme der Pumpwerke, die entlasten ( $Q_{E,i} > 0$ ):

$$Q_{E,\text{neu},j} = \sum_{j=1}^m Q_{E,j} \cdot \frac{k_j}{\sum_{j=1}^m k_j} \quad (\text{Gl. St-4})$$

3. Neuberechnung der Fördermengenvorgabe der Pumpwerke, die entlasten:

$$Q_{\text{Ab,neu},j} = Q_{\text{Ab},j} + Q_{E,j} - Q_{E,\text{neu},j} \quad (\text{Gl. St-5})$$

In Bild 55 ist dargestellt, wo sich die proportionale Umverteilung in den Algorithmus einfügt.

### Varianten der proportionalen Umverteilung

- Zuflussproportionale Umverteilung (q)  
Entspricht dem Verhalten des Algorithmus 1  
 $k_j = Q_{Zu,j}$
- Konzentrationsproportionale Umverteilung (ausgehend von einer zuflussproportionalen Umverteilung)
  - Berechnete Konzentration (cb)

$$k_j = Q_{Zu,j} \cdot 1 : \frac{EZ_j \cdot b_{\text{d,NH}_4\text{-N},j}}{Q_{Zu,j}}$$

- Gemessene Konzentration (cg)

$$k_j = Q_{Zu,j} \cdot \frac{1}{S_{NH_4-N,Ab,j}}$$

- Umverteilung proportional zum Quadrat der Konzentration

- Berechnete Konzentration (cb2)

$$k_j = Q_{Zu,j} \cdot \left( 1 + \frac{EZ_j \cdot b_{d,NH_4-N,j}}{Q_{Zu,j}} \right)^2$$

- Gemessene Konzentration (cg2)

$$k_j = Q_{Zu,j} \cdot \left( \frac{1}{S_{NH_4-N,Ab,j}} \right)^2$$

### Diskrete Umverteilung der Überlaufvolumenströme

Ziel der diskreten Umverteilung ist es, dass Pumpwerke mit hohen Konzentrationen weniger entlasten als solche mit niedrigen. Im Gegensatz zur proportionalen Umverteilung arbeitet die diskrete Umverteilung regelbasiert und versucht, die Überlaufvolumenströme komplett umzuverlagern, d.h. wenn möglich den gesamten Überlaufvolumenstrom auf das Pumpwerk mit der niedrigsten Konzentration zu verlagern und das Pumpwerk mit der höchsten Konzentration gar nicht entlasten zu lassen. Limitiert wird dieses Vorgehen durch die Maximalfördermengen und Zuflüsse der Pumpwerke.

Der Algorithmus zur diskreten Umverteilung ist in Bild 54 dargestellt. Er gliedert sich am Ende in den Gesamtalgorithmus ein (Bild 55).

1. Pumpwerke nach der Ablaufkonzentration  $C_j$  absteigend sortieren
2. Beginnend bei dem Pumpwerk mit der höchsten Ablaufkonzentration ( $j=1$ ) Pumpwerke bis zum vorletzten Pumpwerk ( $m-1$ ) abarbeiten
  - a) Wenn Steigerung der Förderleistung möglich ( $Q_{Ab,j} < Q_{max,j}$ )
    - Größtmögliche Steigerung  $\Delta Q$  ermitteln
$$\Delta Q = \min \left( Q_{max,j} - Q_{Ab,j}; Q_{E,j}; \sum_{jj=j+1}^m Q_{Ab,j} \right)$$
    - Förderleistung des Pumpwerkes  $j$  um  $\Delta Q$  erhöhen
    - Beginnend beim Pumpwerk mit der der niedrigsten Konzentration Förderleistungen Pumpwerke  $m$  bis  $j+1$  um insgesamt  $\Delta Q$  reduzieren

**Bild 54: Algorithmus zur diskreten Umverteilung der Überlaufvolumenströme**

## 7.5. Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

---

Auch für diesen Algorithmus gibt es die Varianten mit

- berechneter Konzentration (cbd)  $C_j = \frac{EZ_j \cdot b_{d,NH4-N,j}}{Q_{Zu,j}}$  und
- gemessener Konzentration (cgd)  $C_j = S_{NH4-N,Ab}$ .

1. Berechnung der Speicherzeitvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St-1 (wahlweise St1-1, St1b-1 oder St2-1)
  2. Berechnung der Fördermengenvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St-2 (wahlweise St1-2, St1b-2 oder St2-2)
  3. **Ggf. proportionale Umverteilung der Überlaufvolumenströme nach Gl. St-3**
  4. Kontrolle der Randbedingungen
    - a) Bei Verletzung der **unteren** Randbedingungen (1. und 2.)
      - Setzen von  $Q_{Ab,i}$  auf die Randbedingung und markieren der Pumpwerke als ‚vorläufig fertig‘
      - Berechnung der Speicherzeitvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ oder ‚vorläufig fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St-1
      - Berechnung der Fördermengenvorgabe für alle noch nicht als ‚fertig‘ oder ‚vorläufig fertig‘ gekennzeichneten Pumpwerke nach Gl. St-2
      - **Ggf. proportionale Umverteilung der Überlaufvolumenströme nach Gl. 3**
    - Iteration ab a), bis keine unteren Randbedingungen mehr verletzt werden
    - b) Bei Verletzung der **oberen** Randbedingungen (3. und 4.)
      - Bei dem Pumpwerk, bei dem die größte Abweichung zwischen Randbedingung und  $Q_{Ab,i}$  besteht:  
Setzen von  $Q_{Ab,i}$  auf die Randbedingung und markieren des Pumpwerkes i als ‚fertig‘
    - Rückkehr zu Schritt 1
- Wenn keine **oberen** Randbedingungen verletzt werden:
- **Ggf. diskrete Umverteilung der Überlaufvolumenströme nach Bild 54**
  - Algorithmus ist für diesen Zeitschritt beendet

Es kommt **entweder** die proportionale **oder** die diskrete Umverteilung zur Anwendung.

**Bild 55: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel der gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern mit Umverteilung der Überlaufvolumenströme**

### 7.5.2.3.d Variation des Kläranlagenzulaufs während der Phase der Speicherentleerung

Die beschriebenen Steuerungsalgorithmen führen zu einer besseren Auslastung der vorhandenen Speichervolumina und einer Verringerung der Überlaufmengen. Gleichzeitig steigt die Menge des Mischwassers, die auf der Kläranlage behandelt werden muss. Der maximale Zulauf zur Kläranlage ( $Q_M = 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) wird zwar nicht erhöht, aber die Kläranlage wird über längere Zeit mit dem maximalen Zulauf belastet. Um diese zusätz-

## 7. Beschreibung der Szenarien

liche Belastung zu reduzierten kann für die Phase der Speicherentleerung ein geringerer Wert für  $Q_M$  eingestellt werden:

- Speicherfüllung:  $Q_{Ab,zul,ges} = Q_M = 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$
- Speicherentleerung:  $Q_{Ab,zul,ges} = Q_{M,E} = \max(Q_{Zu,ges}; f_{Q_{M,E}} \cdot Q_{T,d,aM,16}); f_{Q_{M,E}} \leq 2$

### 7.5.2.4 Namensgebung der Szenarien

Die Steuerungsszenarien zur Optimierung der Speicherauslastung werden nach dem in Tabelle 31 dargestellten Prinzip benannt. Beispiel: **St1b cbd 1|1.1**

St	Steuerungsalgorithmus	Steuerung bei Überlauf	$f_{Q_{max}}$		$f_{Q_{M,E}}$
	Steuerungsziel	q Zufluss	Faktor zur Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke		Faktor zur Reduktion von $Q_M$ bei Entleerung der Speicher
1	Restspeicherzeit bei aktuellem Zufluss	cb berechnete Konzentration			
1b	Restspeicherzeit bei $Q_{T,d,aM}$	cg gemessene Konzentration			$Q_M =$
2	Speicher- ausnutzungsgrad	cb2 Quadrat der berechneten Konzentration			$f_{Q_{M,E}} \cdot Q_{T,d,aM,16}$
		cg2 Quadrat der gemessenen Konzentration			$f_{Q_{M,E}} \leq 2$
		cbd diskrete Umverteilung, berechnete Konzentration			
		cbg diskrete Umverteilung, gemessene Konzentration			

**Tabelle 31: Namensgebung der Speicherauslastungsszenarien**

### 7.5.2.5 Umsetzung im Modell

Der Steuerungsalgorithmus wurde als MATLAB-Simulink „M-file S-function“ umgesetzt. Das bedeutet, dass der Algorithmus als MATLAB-Code programmiert wurde, der sich an ein bestimmtes Schema hält, sodass er als Simulink-Block verwendet werden kann.

### 7.5.2.6 Ganglinien eines Starkregenereignisses

Zur Veranschaulichung der beschriebenen Algorithmen sind in Bild 56 exemplarisch für ein Starkregenereignis (Regendaten vom 22.06.1974) verschiedene Ganglinien dargestellt. Für die Rechnung wurde der Algorithmus 1b mit diskreter Steuerung nach berechneter „Konzentration“ bei Überlauf (cbd) und den Parametern  $f_{Q_{max}} = 1,6$  und

## 7.5. Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

---

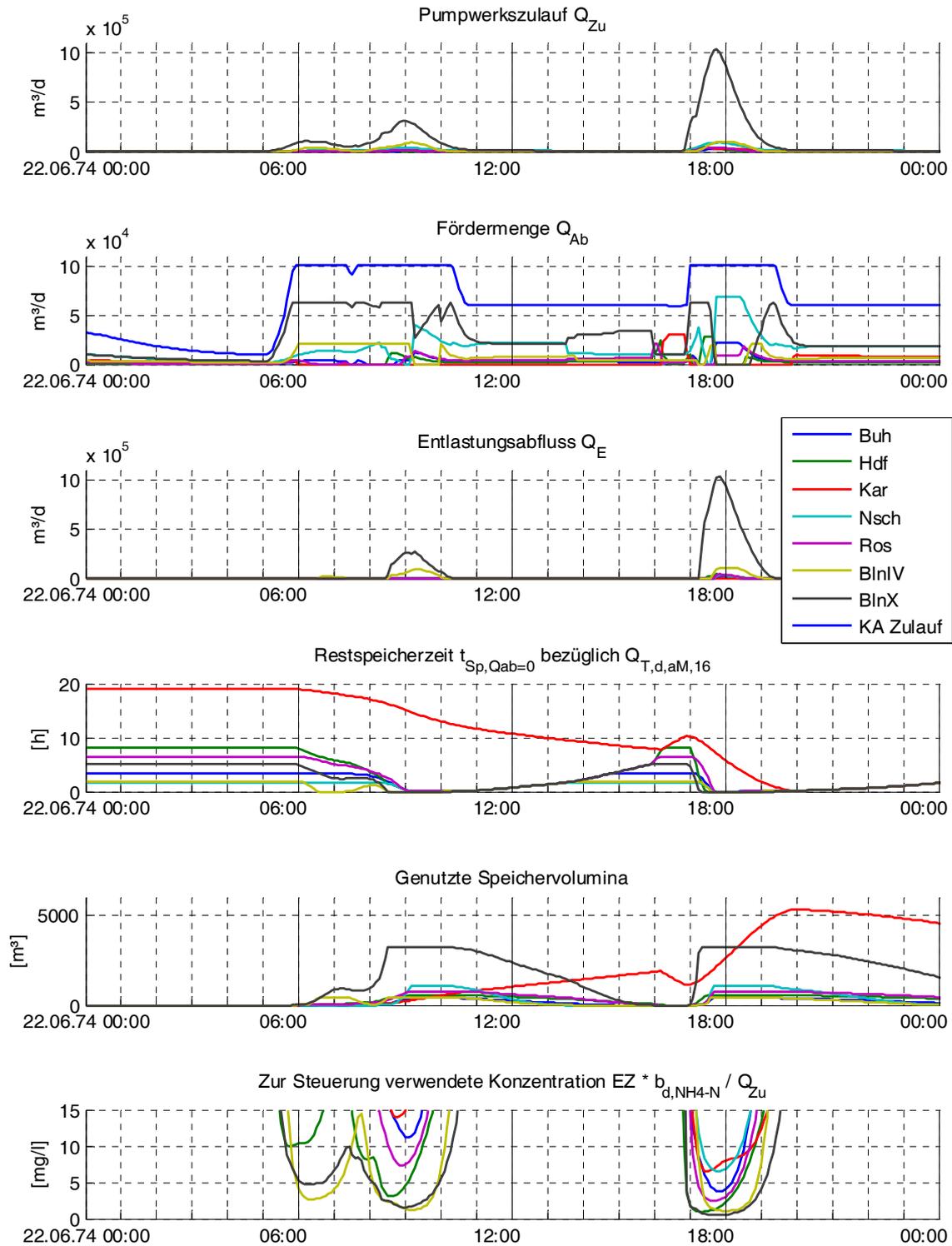
$f_{Q_{ME}} = 1,2$  verwendet. In der oberen Zeile sind die Zuflüsse der Pumpwerke dargestellt, darunter die Fördermengen und in der dritten Zeile die Überlaufabflüsse. In der vierten Zeile ist die Restspeicherzeit  $t_{Sp, Q_{ab}=0}$  der Pumpwerke bezüglich  $Q_{Ref} = Q_{T,d,aM,16}$  abgebildet, darunter die genutzten Speichervolumina der einzelnen Pumpwerke. Ganz unten befindet sich die berechnete Konzentration, die zur Steuerung bei Überlauftätigkeit verwendet wird. Die Schrittweite des vertikalen Gitters beträgt 2 Stunden.

Das erste Regenereignis kann etwa drei Stunden lang gespeichert werden, bevor es zum Überlauf kommt. Die Restspeicherzeit sinkt bei allen Pumpwerken, bei den Mischwasserpumpwerken Bln IV und Bln X jedoch am schnellsten, da die Pumpwerke ihre maximale Förderleistung erreicht haben, was am waagerechten Verlauf der Fördermengenkurve erkennbar ist. Dementsprechend steigen die genutzten Speichervolumina der beiden Pumpwerke schneller, bis sie schließlich ganz gefüllt sind, und es zum Überlauf kommt. Die Zuläufe steigen weiter, und schließlich sind auch die Speichervolumina der meisten Trennsysteme gefüllt. Damit es nicht zum Notauslass kommt, müssen die Mischwasserpumpwerke ihre Förderleistung drosseln. Da die Pumpwerke nun nicht mehr mit maximaler Förderleistung arbeiten, besteht Spielraum, die Überlaufabflüsse umzuverteilen. In diesem Fall ist die Schmutzstoffkonzentration am Pumpwerk Bln IV geringer. Daher fördert es zugunsten von Bln X gar nicht mehr.

Sobald die Summe des Mischwasserzuflusses den maximal zulässigen Kläranlagenzulauf von  $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  wieder unterschreitet, wird dieser bis auf minimal  $1,2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  gedrosselt. Daher dauert die Entleerung der Speicher recht lange. Auch in der Phase der Speicherentleerung versucht der Algorithmus, die Restspeicherzeit anzugleichen. Dies führt dazu, dass die Speicherzeit am Pumpwerk Karow zugunsten der anderen Pumpwerke weiter sinkt. In dieser Phase erreicht der Algorithmus eine exakte Angleichung der verbleibenden Speicherzeit. Trotz des reduzierten Mischwasserzuflusses erreichen mit Ausnahme des Pumpwerkes Karow (Kar) alle Pumpwerke wieder ihre volle Speicherkapazität.

Das zweite Regenereignis ist deutlich stärker als das erste. Es ist so stark, dass die Trenngebiete allein den zulässigen Kläranlagenzulauf überschreiten würden. Die Speicherkapazitäten sind dementsprechend schnell erschöpft. Obwohl die Mischwasserpumpwerke Berlin IV und Berlin X die Förderung komplett einstellen, kommt es zu Notauslässen im Trennsystem. Auch hier wird die Umverteilung der Überlaufabflüsse wieder wirksam: Rosenthal (Ros) reduziert die Fördermenge zugunsten von Buchholz (Buh) und Niederschönhausen (Nsch).

## 7. Beschreibung der Szenarien



**Bild 56: Ganglinien eines Starkregenereignisses, Algorithmus 1b cbd,  $fQ_{max} = 1,6$ ;  $fQ_{ME} = 1,2$**

### 7.5.3 Szenarien zur Verminderung des Frachtstoßeffektes (Überholspurszenarien)

#### 7.5.3.1 Systemressourcen: ungenutzte Rohrleitungen

Das Druckrohrleitungsnetz besteht aus mehr Rohrleitungen, als im Ist-Zustand abgebildet werden. Daten zu diesen Rohrleitungen konnten den detaillierten Kanalplänen (siehe 6.1) entnommen werden. Zur Umsetzung der Überholspurszenarien wurden zusätzliche Rohrleitungen in das Modell aufgenommen. Das Ergebnis ist in Bild 57 dargestellt und die Förderwege für Schmutzwasser und Mischwasser sind farblich gekennzeichnet.

#### 7.5.3.2 Optimierungspotenzial: Rechnung ohne Druckrohrleitungen

Die Überholspurszenarien sollen den Frachtstoßeffekt, der durch das Druckrohrleitungsnetz hervorgerufen wird, abmildern. Als Referenz, an der sich die Szenarien messen müssen, wurde daher ein Szenario ohne Druckrohrleitungen erstellt. Im Modell wurden die Druckrohrleitungen entfernt und die Pumpwerke fördern direkt auf die Kläranlage. Bezüglich der Hydraulik macht dies gegenüber dem Ist-Zustand keinen Unterschied, da die Druckrohrleitungen die hydraulische Belastung ebenfalls ohne Verzögerung weitergeben. Ohne Druckrohrleitungen werden aber auch die Konzentrationsänderungen an den Pumpwerken direkt an die Kläranlage weitergegeben, die mit Druckrohrleitungen erst Stunden verzögert die Kläranlage erreichen.

#### 7.5.3.3 Beschreibung des Steuerungsalgorithmus

Wenn eine gewählte Ammonium-Grenzkonzentration  $C_{\text{Grenz}}$  im Ablauf des Pumpwerkes unterschritten wird, erfolgt ein Umschalten der Fördermengen auf die Mischwasserleitung. Der Algorithmus kann mit der

- gemessenen Konzentration (g)

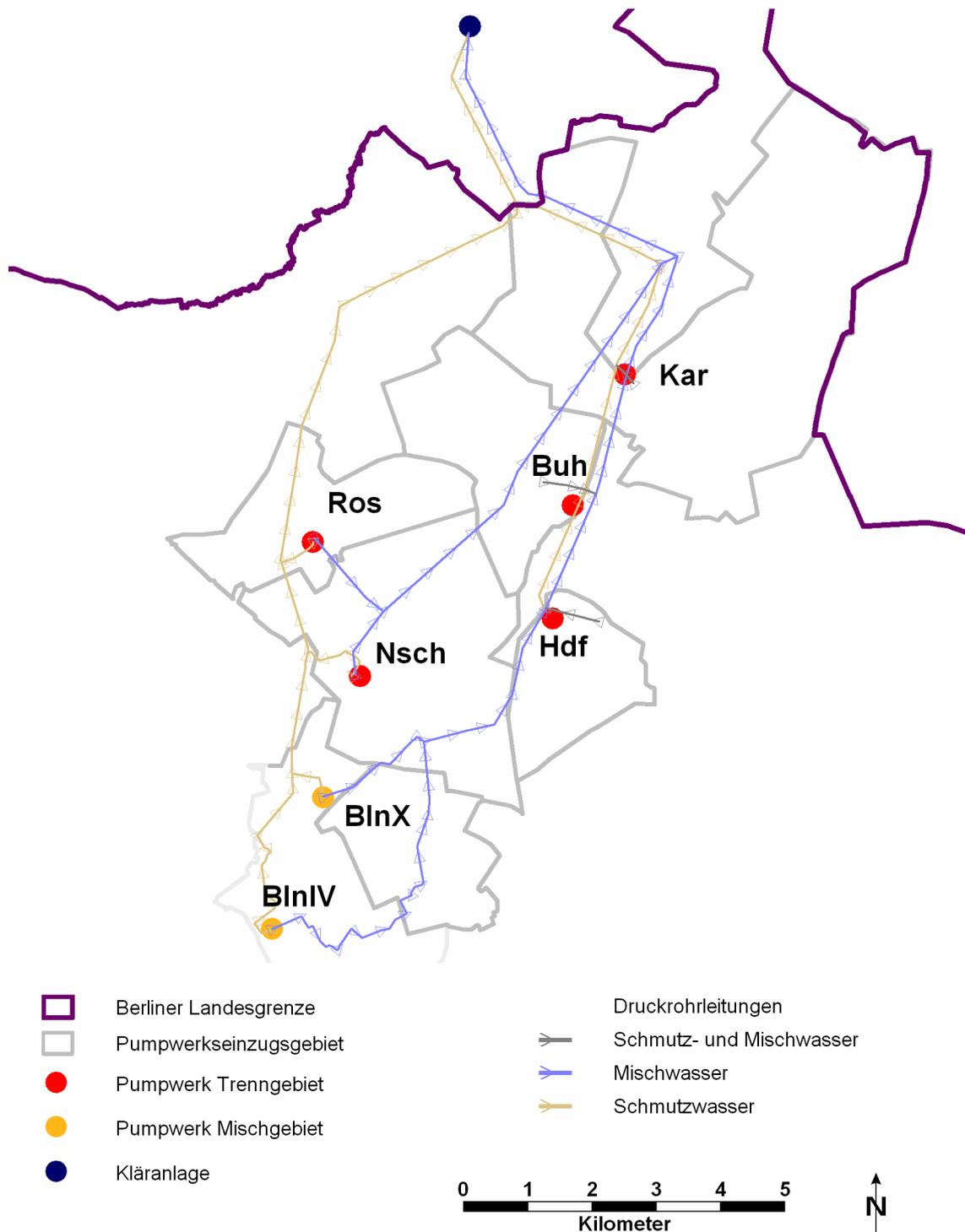
$$C_j = S_{\text{NH}_4\text{-N,Ab,j}}$$

oder mit der näherungsweise

- berechneten Konzentration (b)

$$C_j = \frac{EZ_j \cdot b_{\text{d,NH}_4\text{-N,j}}}{Q_{\text{Zu,j}}} \quad (\text{Gl. Ue-1})$$

arbeiten.



**Bild 57: Druckrohrleitungen für Schmutzwasser und Mischwasser**

Bei Trockenwetterabfluss ist die näherungsweise berechnete Konzentration nach Gl. Ue-1 im Tagesverlauf dann am geringsten, wenn der größte Abfluss auftritt. In der Realität verhält es sich genau andersherum: Beim größten Trockenwetterabfluss sind das Verhältnis von Schmutzwasser zu Fremdwasser und somit auch die Stoffkonzentrationen am größten. Um zu verhindern, dass bei Trockenwetter auf die Mischwasserleitung umgeschaltet wird, erfolgt eine Limitierung von  $C_{\text{Grenz}}$  nach oben durch

## 7.5. Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

---

die in Tabelle 32 dargestellten Minimalwerte der berechneten Konzentration nach Gl. Ue-1, die bei Trockenwetter auftreten können:

Bei Verwendung der gemessenen Konzentration könnte es bei groß gewählten Werten für  $C_{\text{Grenz}}$  dazu kommen, dass bei Trockenwetterabfluss auf das Mischwasserrohr umgeschaltet wird. Um dies zu verhindern, erfolgt ein Umschalten in diesem Fall erst dann, wenn ein Abfluss von  $Q_{\text{T,d,aM}}$  überschritten wird.

Pumpwerk	$C_{\text{Grenz, max}}$ [(mg NH <sub>4</sub> -N)/l]
Buchholz (Buh)	39,9
Heinersdorf (Hdf)	22,6
Karow (Kar)	29,0
Niederschönhausen (Nsch)	33,0
Rosenthal (Ros)	32,5
Berlin IV (BlIV)	22,8
Berlin X (BlX)	30,3

**Tabelle 32: Minimalwerte der näherungsweise berechneten Konzentration, die bei Trockenwetter auftreten können**

Wie im Ergebnisteil (Kapitel 8) dargelegt wird, ergeben sich durch die Verwendung der gemessenen Konzentration keine Vorteile. Die besten Ergebnisse wurden mit  $C_{\text{Grenz}} = 40$  mg/l (führt zur Verwendung von  $C_{\text{Grenz, max}}$ ) erzielt.

### 7.5.3.4 Erhöhung des maximalen Kläranlagenzulaufs

Da durch die Überholspurszenarien die Frachtspitzen auf die Kläranlage erheblich reduziert werden, erscheint es sinnvoll, diese mit einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage  $Q_M$  zu kombinieren ( $fQ_M > 2$ ):

$$Q_{\text{Ab,zul,ges}} = Q_M = fQ_M \cdot Q_{\text{T,d,aM},16}$$

### 7.5.3.5 Namensgebung der Szenarien

Die Überholspurszenarien werden nach dem in Tabelle 33 dargestellten Prinzip benannt. Beispiel: **Ue40b 2.4**

### 7.5.3.6 Umsetzung im Modell

Für die Umsetzung der Überholspurszenarien musste das Druckrohrleitungsnetz gegenüber dem ist Zustand gemäß Bild 57 erweitert werden. Das Ergebnis ist in Bild 58 dar-

gestellt. Deutlich zu erkennen sind die getrennten Förderwege für das Schmutzwasser (braun) und das Mischwasser (blau). Die Geometrie der Rohrleitungen wurde den detaillierten Kanalplänen (siehe Kapitel 6.1) entnommen. Die Umschaltung zwischen den Förderwegen wird im Modell durch den SIMBA-Baustein „Verteiler“ realisiert. Das Steuersignal für den Block wird von einer Simulink S-Funktion geliefert, in der Algorithmus als MALTB-Code implementiert wurde.

Ue	$C_{\text{Grenz}}$	b/g	$fQ_M$
	Konzentration unterhalb der in die Mischwasserleitung gefördert wird	b: berechnete Konzentration g: gemessene Konzentration	Faktor zur Erhöhung von $Q_M$ $Q_M = fQ_M \cdot Q_{T,d,aM,16}$ $fQ_M \geq 2$

**Tabelle 33: Namensgebung der Überholspurszenarien**

### 7.5.3.7 Ganglinien eines Starkregenereignisses

In Bild 59 sind im Zulauf der Kläranlage der Durchfluss  $q$ , die Ammoniumkonzentration und die Ammonium-Fracht für ein Starkregenereignis (Regendaten vom 21.06.1974) dargestellt. Die Ammonium Ganglinien sind jeweils für den Ist-Zustand, das Überholspurszenario Ue40b und für die Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz dargestellt. In der Durchflussganglinie sind drei Regenereignisse zu erkennen, von denen insbesondere das erste interessant ist, da die Druckrohrleitungen zu Beginn noch mit hoch konzentriertem Schmutzwasser gefüllt sind. Das Regenereignis beginnt etwa um 5:00 Uhr. Im Ist-Zustand dauert es etwa bis 14:00 Uhr, also 9 h, bis das verdünnte Mischwasser an der Kläranlage ankommt. Dementsprechend hoch ist die Fracht, die während des Regenereignisses auf die Kläranlage gelangt. Bei der Rechnung ohne Druckrohrleitungen setzt mit der hydraulischen Belastung sofort die Verdünnung ein, was dazu führt, dass die Frachtspitze die Trockenwetterbelastung nicht überschreitet. Im Überholspurszenario wird die Kläranlage sofort nach Einsetzen des Regenereignisses mit verdünntem Abwasser aus der Mischwasserleitung gespeist. Der Konzentrationsverlauf dieses Wassers entstammt den vorangegangenen Regenereignissen. Nach dem Regenereignis wird die Kläranlage sofort wieder mit Schmutzwasser beschickt. Im Frachtverlauf schneidet das Überholspurszenario bei diesem Ereignis etwas schlechter ab, als das Szenario ohne Druckrohrleitungen. Es schneidet deutlich besser ab, als der Ist-Zustand. Wie in Kapitel 8 noch dargestellt wird, schneidet das Überholspurszenario in der Langzeitsimulation im Ablauf der Kläranlage nicht schlechter ab als die Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz.

## 7.5. Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

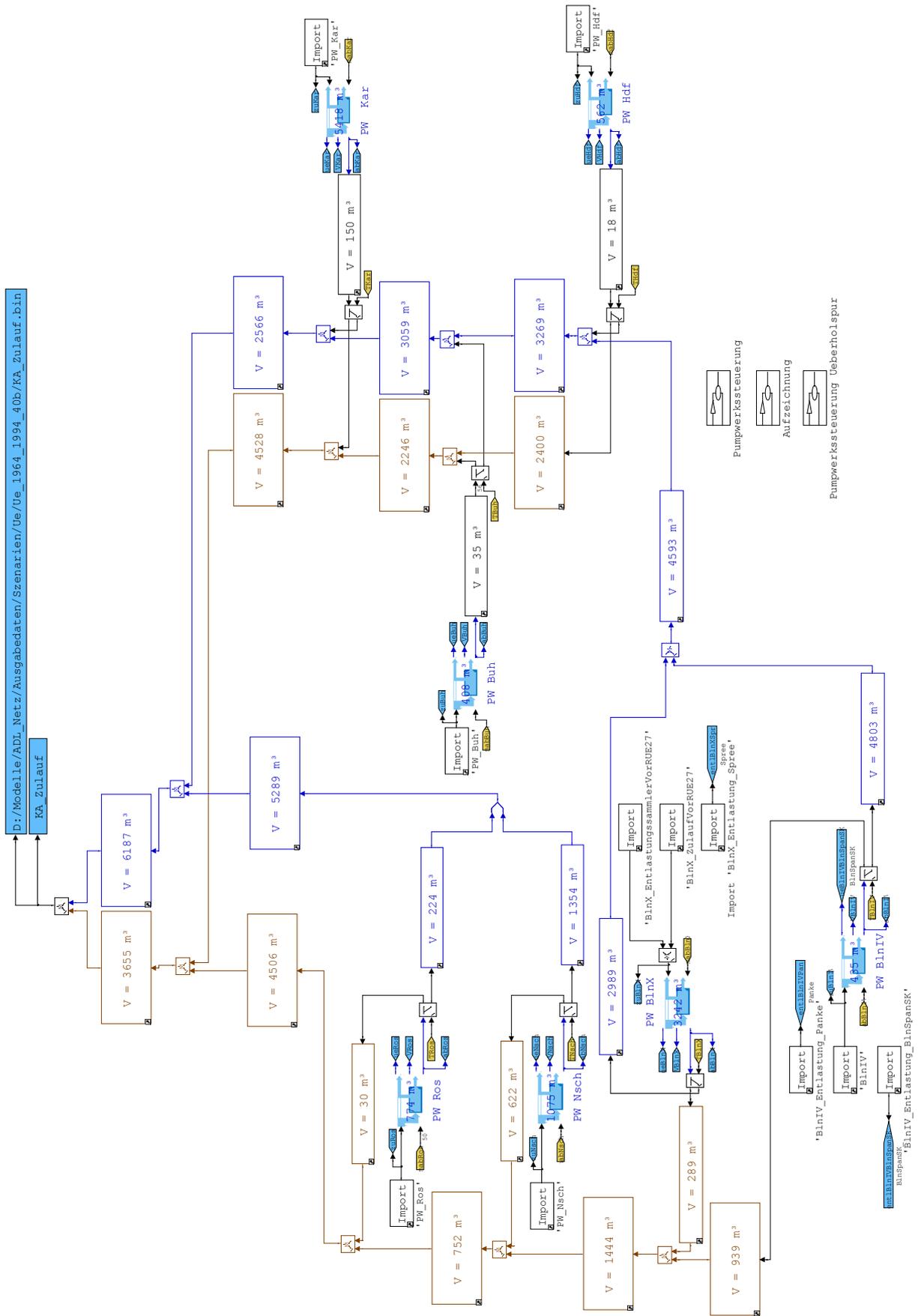
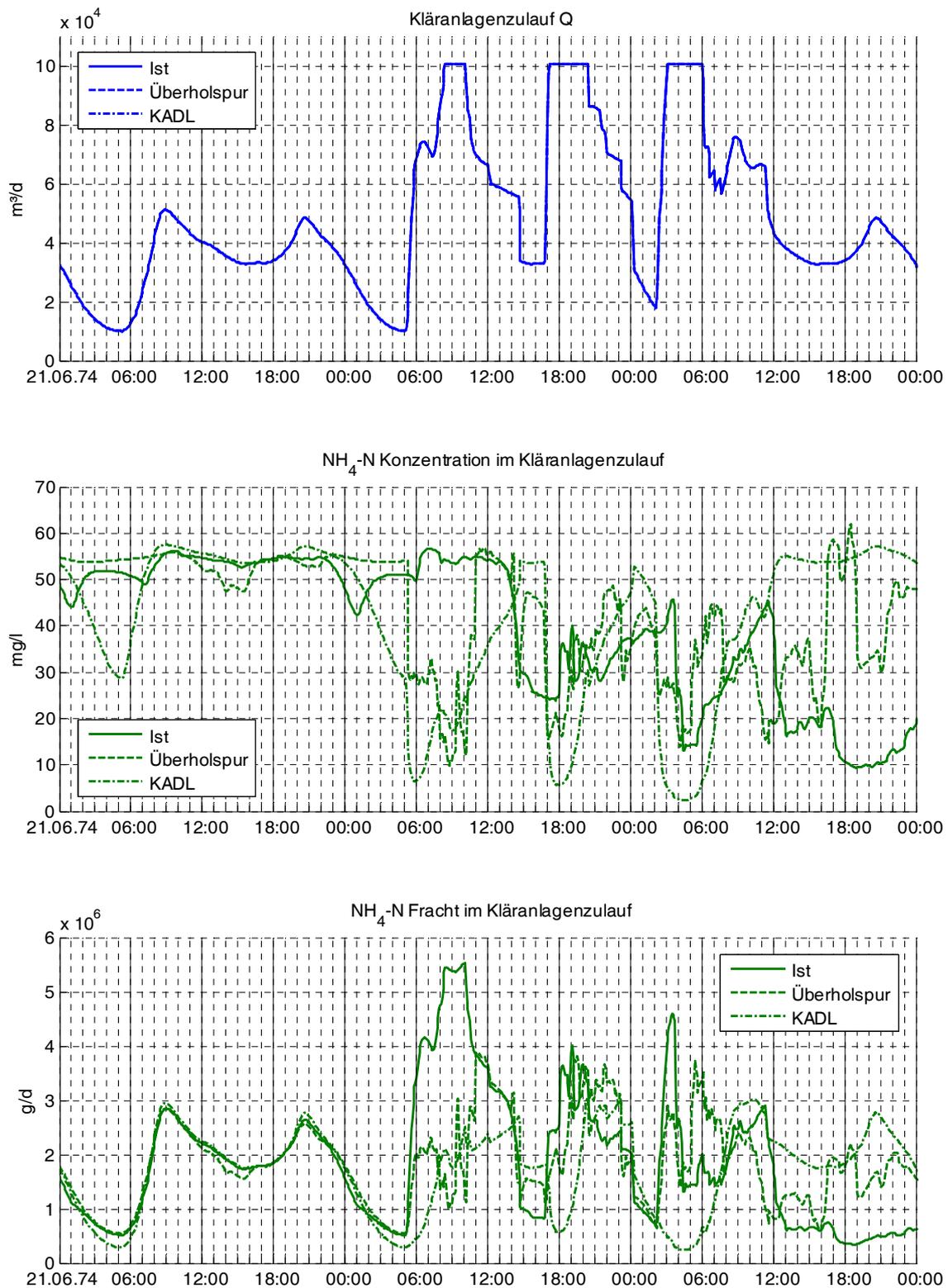


Bild 58: ADL-Modell mit Überholspur

## 7. Beschreibung der Szenarien



**Bild 59: Ganglinien eines Starkregeneignisses, Vergleich zwischen Ist-Zustand, Überholspurzenario und dem fiktiven Szenario ohne Druckrohrleitungsnetz (KADL)**

### 7.5.4 Kombination von Speicherauslastungsszenarien und Überholspurszenarien

Die Steuerungsalgorithmen der Überholspurszenarien sind unabhängig von den Algorithmen zur Optimierung der Speicherauslastung und können nach Belieben mit diesen kombiniert werden.

## 7.6 Überblick

	Szenarioname	Kurzbeschreibung
Ist	Ist	Ist-Zustand
Speicher im Trennsystem	SpT	Bau von Speichern im Trennsystem zur Vermeidung von Notauslässen. Für die Simulation des Szenarios wurden unendlich große Speichervolumina angesetzt. Im Nachhinein wurde ausgewertet, welche Volumina in Anspruch genommen wurden.
	SpT2Qd16	Wie SpT, jedoch wird den Mischwasserpumpwerken, die im Ist-Zustand im Notfall die Fördermenge reduzieren um Notauslässe im Trennsystem zu vermeiden, eine Fördermenge in Höhe der zweifachen Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) garantiert.
Abkopplung	AbkMxTy(z)	Abkopplung versiegelter Flächen und Versickerung des Wassers über Mulden- und/oder Mulden-Rigolen-Systeme. Abkopplung von x % der im Trennsystem fehlangeschlossenen Fläche ( $A_U$ ) und y % der abflusswirksamen versiegelten Fläche im Mischsystem ( $A_U$ ). Die abgekoppelte Fläche entspricht z % der insgesamt im Modell abgebildeten abflusswirksamen versiegelten Fläche ( $A_U$ ).
	AbkT100(15)	Maximales Abkopplungspotenzial im Trennsystem
	AbkM17(15)	Abkopplung im Mischsystem. Zum Vergleich mit AbkT100 (insgesamt gleiche Fläche abgekoppelt)
	AbkMMax M24(20)	Maximales Abkopplungspotenzial im Mischsystem unter Berücksichtigung der begrenzten Versickerungsflächen.
	AbkMax M24T100(35)	Maximales Abkopplungspotenzial im Gesamtsystem
	AbkM100(85) Abk100(100)	Fiktive Szenarien, wenn unbegrenzt Versickerungsflächen zur Verfügung stünden.
Urinseparation	UrsMxTy(z)	Urinseparation bei x % der Einwohner des Mischsystems oder y % der Einwohner des Trennsystems. Entspricht z % der insgesamt im Modell abgebildeten Einwohner
	UrsM17(6)	Zum Vergleich mit AbkM17
	UrsM100(35)	Zum Vergleich von Urinseparation im Trenn- und Mischsystem
	UrsT53(35)	
	Urs100(100)	Maximales Urinseparationspotenzial

Tabelle 34: Kurzbeschreibung der in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung vorkommenden Szenarien

## 7. Beschreibung der Szenarien

	Szenarioname	Kurzbeschreibung
g n	Speicherauslastung	<b>ZSp</b> Fiktives Zentralspeicherszenario, als Referenz für optimale Speicherauslastung. Alle im System vorhandenen Speichervolumina werden in einem fiktiven zentralen Becken vor der Kläranlage vereinigt.
		<b>St1b cbd</b> $f_{Q_{max}} f_{Q_{M,E}}$ Fördermengensteuerung zur optimalen Speicherauslastung. $f_{Q_{max}}$ : Faktor zur Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke $f_{Q_{M,E}}$ : Faktor zur Reduktion des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage in der Phase der Speicherentleerung. $f_{Q_{M,E}}$ bezieht sich auf die Trockenwetterspitze: $Q_M = f_{Q_{M,E}} \cdot Q_{T,d,aM,16}$
		<b>St1b cbd 1 1.1</b> Reduzierter Mischwasserzufluss während der Speicherentleerung, keine Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke
		<b>St1b cbd 1.6 1.2</b> Reduzierter Mischwasserzufluss während der Speicherentleerung, Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke
u r e u e t s	Überholspur	<b>KADL</b> Fiktives Szenario ohne Druckrohrleitungen, als Referenz für die Förderwegssteuerungsszenarien (Überholspurszenarien) zur Reduktion des Frachtstoßeffektes.
		<b>Ue40b</b> Von jedem Pumpwerk gibt es mindestens zwei mögliche Förderwege zur Kläranlage. Dabei kann es sich um parallele Rohrleitungen oder um gänzliche verschiedene Förderwege handeln. Die Überholspurszenarien nutzen eine Rohrleitung für den Trockenwetterabfluss und schalten bei Mischwasserzufluss auf die andere Rohrleitung um. So wird die Kläranlage zu Beginn eines Regenereignisses, wenn die hydraulische Belastung erhöht wird, nicht mit hochkonzentriertem Schmutzwasser, sondern sofort mit verdünntem Mischwasser (des letzten Regenereignisses) aus der Mischwasserleitung beschickt.
		<b>Ue40b 2.51</b> Durch die Reduktion des Frachtstoßes eröffnet sich (eine ausreichende Leistungsfähigkeit der Nachklärung vorausgesetzt) die Möglichkeit den Mischwasserzufluss zur Kläranlage zu erhöhen. Erhöhung des Mischwasserzuflusses auf die 2,51-fache (begrenzt durch Pumpwerkskapazität) Trockenwetterspitze ( $Q_M = 2,51 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ )
Kombiniert	<b>St1b cbd 1 1.2</b> <b>Ue40b</b>	Speicherauslastung + Überholspur
	<b>St1b cbd 1 1.2</b> <b>Ue40b 2.6</b>	Speicherauslastung + Überholspur + erhöhter Mischwasserzufluss
	<b>St1b cbd 1.6 1.2</b> <b>Ue40b</b>	Speicherauslastung + erhöhte Förderleistung + Überholspur
	<b>St1b cbd 1.6 1.2</b> <b>Ue40b 2.4</b>	Maximale Reduktion der Überläufe durch Steuerung Speicherauslastung + erhöhte Förderleistung + Überholspur + erhöhter Mischwasserzufluss

**Tabelle 34: Kurzbeschreibung der in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung vorkommenden Szenarien (Fortsetzung)**

Tabelle 34 gibt für die Szenarien, deren Ergebnisse in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung (Kapitel 8.2) dargestellt werden, Kurzbeschreibungen.

# 8 Ergebnisse

## 8.1 Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien

In diesem Kapitel werden die einzelnen Szenarien detailliert betrachtet: Zum Beispiel wird grafisch dargestellt, wie sich die Emissionen aus Überläufen, Kläranlage und insgesamt in Anhängigkeit vom Abkopplungsgrad verhalten. Die Ergebnisse der verschiedenen Steuerungsvarianten werden gegeneinander verglichen, Parameter werden variiert und die am besten geeigneten Varianten ausgewählt. Es wird auch ein über die Szenarien der vorliegenden Arbeit hinausgehender Aspekt beleuchtet, nämlich inwiefern es möglich wäre, im Zusammenhang mit Urinseparation die Größe der Kläranlage zu reduzieren.

Ein Vergleich verschiedener Szenarien (z. B. Abkopplung  $\leftrightarrow$  Urinseparation) gegeneinander wird erst im Kapitel 8.2 durchgeführt. Wenn der Leser zunächst an einem Ergebnisüberblick interessiert ist, ist es auch möglich, zuerst Kapitel 8.2 zu lesen und bei Bedarf in diesem Kapitel (8.1) detaillierte Informationen nachzulesen.

Zusätzlich zu der in diesem Kapitel gewählten Darstellungsform der Ergebnisse (siehe Kapitel 8.1.1) gibt es in Kapitel 8.2 für die Szenarien, die in den Ergebnisüberblick aufgenommen wurden, eine tabellarische Darstellung der Ergebnisse und eine Auswertung in Form der Belastungsanalyse.

### 8.1.1 Darstellungsform der Ergebnisse

In diesem Kapitel wird immer wieder die gleiche grafische Darstellungsform gewählt, die daher an dieser Stelle einmal exemplarisch für Bild 60 erläutert wird:

Es werden alle in Kapitel 5.1 beschriebenen Kriterien dargestellt, d. h. Spitzenfrachten von Q, Ammonium und CSB und mittlere Frachten (Mittel über den gesamten Simulationszeitraum) von Ammonium, CSB und  $P_{\text{ges}}$ . Ergänzend ist der Mittelwert von Q dargestellt.

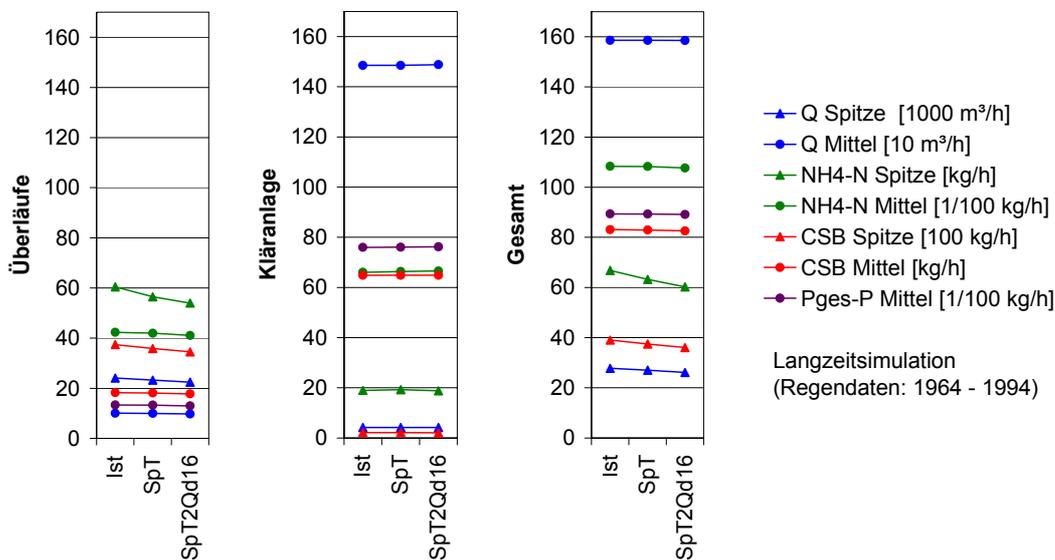
Links (bzw. in anderen Bildern mit vertikaler Anordnung oben) sind die Kriterien bezüglich der Überläufe dargestellt. Diese beinhalten die Überläufe aus dem Mischsystem und die Notauslässe aus dem Trennsystem. In der Mitte sind die Kriterien bezüglich der Kläranlage und rechts (bzw. unten) bezüglich des Gesamtsystems (Überläufe und Kläranlage) dargestellt.

Es ist zu beachten, dass die Kriterien unterschiedliche Einheiten haben. Daher sind z. B. die Spitzenfrachten aufgrund der größeren Einheit unter den mittleren Frachten dargestellt. Der Grund dafür ist, dass alle Kriterien in einem Diagramm dargestellt werden sollten und dass zur besseren Vergleichbarkeit für alle Diagramme des Kapitels die glei-

che Größe und die gleichen Einheiten gewählt wurden. Diese wurden derart gewählt, dass alle Diagramme gut zu lesen sind, zwangsweise gibt es jedoch Diagramme, die mit anderen Einheiten besser zu lesen gewesen wären.

Auf der x-Achse befinden sich die Namen der Szenarien oder eine kontinuierliche Größe wie z.B. der Abkopplungsgrad (Bild 62). Auch wenn die x-Achse mit Szenariennamen – d.h. diskreten Werten - beschriftet wurde, wurden die Szenarien mit einer Linie verbunden, da dies die Lesbarkeit der Diagramme deutlich erhöht.

### 8.1.2 Speicher im Trennsystem



**Bild 60: Ergebnisse der Speicher im Trennsystem**

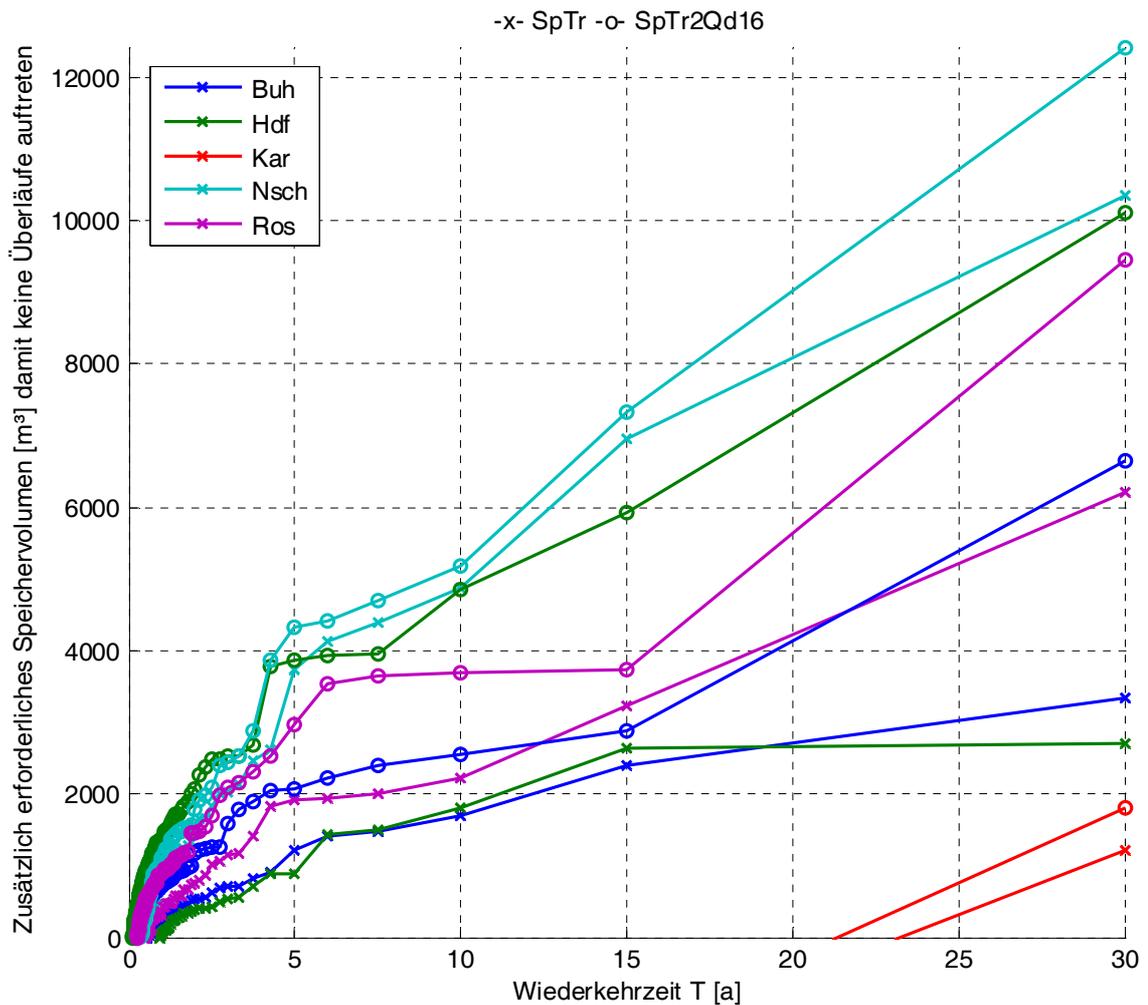
Da die Speicher unendlich groß angenommen wurden, treten keine Notauslässe mehr im Trennsystem auf. Sowohl bei der Variante SpT als auch bei der Variante SpT2Qd16 ist ein deutlicher Rückgang der Überlaufspitzen zu beobachten (Bild 60, links). Da die Speicher im Trennsystem nur bei Extremereignissen genutzt werden, die sehr selten auftreten, werden die mittleren Frachten kaum reduziert.

Bei der Variante SpT werden ausschließlich die Notauslässe im Trennsystem reduziert. Da die Variante SpT2Qd16 den Mischwasserpumpwerken im Gegensatz zum Ist-Zustand eine Förderleistung in Höhe der zweifachen Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) garantiert, reduziert diese Variante auch die Überläufe im Mischsystem und führt insgesamt zu einer deutlicheren Reduktion der Überläufe. Dafür werden aber auch deutlich größere Speichervolumina benötigt.

In Bild 61 sind die an den einzelnen Pumpwerken über die bereits vorhandenen Volumina hinaus in Anspruch genommenen Speichervolumina über die Wiederkehrzeit

## 8.1. Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien

der Ereignisse dargestellt. Damit im Simulationszeitraum von 30 Jahren keine Notauslässe mehr stattfinden, werden im Szenario SpT2Qd16  $\approx 40000 \text{ m}^3$  und im Szenario SpT insgesamt  $\approx 23000 \text{ m}^3$  in Anspruch genommen. Um auf eine Überlaufhäufigkeit von 1 in 5 Jahren zu kommen, würden beim Szenario SpT2Qd16 (SpT) immer noch  $\approx 13000 \text{ m}^3$  ( $\approx 6500 \text{ m}^3$ ) zusätzliches Speichervolumen im Trennsystem benötigt. Zum Vergleich: Alle im System vorhandenen Speichervolumina (Trennsystem + Mischsystem, Pumpwerke + Speicher + Kanal) betragen in der Summe nur knapp  $12000 \text{ m}^3$  (!), Pumpwerke und Speicher kommen in der Summe nur auf knapp  $3000 \text{ m}^3$ .



**Bild 61:** In Anspruch genommene Speichervolumina in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit

Man würde vermuten, dass die Szenarien einen negativen Einfluss auf die Kläranlage (insbesondere bezüglich Ammonium) haben, da das gespeicherte Wasser dort zusätzlich behandelt werden muss. Dem ist jedoch aus mehreren Gründen nicht so (Bild 60, Mitte):

- Die Speicher im Trennsystem werden nur bei extremen Regenereignissen genutzt, die immer im Sommerhalbjahr stattfinden, wenn die Kläranlage aufgrund der höheren Temperatur bessere Leistung erbringt als im Winter.
- Die extremen Regenereignisse sind z. T. besonders lang, sodass zu dem Zeitpunkt, an dem die Speicher geleert werden, bereits verdünntes Wasser an der Kläranlage angekommen ist.
- Die Trennsysteme liegen dichter an der Kläranlage als die Mischsysteme. Wenn aus diesen länger „Mischwasser“ gefördert wird, setzt die Verdünnung an der Kläranlage früher ein.

Die Variante SpT2Qd16 schneidet an der Kläranlage bezüglich der Spitzenfrachten sogar geringfügig besser ab, als der Ist-Zustand (vgl. auch Tabelle 33, S. 48), weil durch die Reduzierung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke der Trennsysteme auf  $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  an der Kläranlage insgesamt weniger oft und weniger lang  $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  erreicht wird.

Da das Szenario auf die Kläranlage kaum Einfluss hat, entspricht die Reduktion der Emissionen insgesamt (Bild 60, rechts) der Reduktion der Überläufe.

### 8.1.2.1 Fazit Speicher im Trennsystem

Da die Speicher unendlich groß angenommen wurden, treten keine Notauslässe mehr im Trennsystem auf. Die Überlaufspitzen werden deutlich reduziert, die mittlere Frachten jedoch kaum, da die Speicher nur bei seltenen Extremereignissen genutzt werden.

Das Szenario SpT verhindert ausschließlich Notauslässe im Trennsystem, SpT2Qd16 reduziert auch Überläufe im Mischsystem, da im Gegensatz zum Ist-Zustand dort immer die zweifache Trockenwetterspitze gefördert werden kann. Der Speicherbedarf des Szenarios SpT2Qd16 ist etwa der doppelte des Szenarios SpT.

Die Speicherszenarien benötigen sehr große Speichervolumina. Um im Szenario SpT die Notauslässe in den 30 gerechneten Jahren gänzlich zu verhindern, müsste etwa das 8-fache des im modellierten System vorhandenen Volumens (Pumpwerke und Becken) hinzugebaut werden. Um eine Überlaufhäufigkeit von 1 in 5 Jahren zu erreichen, müsste immer noch etwa das doppelte des vorhandenen Volumens hinzugebaut werden.

Die Speicherszenarien haben keinen signifikanten negativen Einfluss auf die Kläranlage.

### 8.1.3 Abkopplung versiegelter Flächen im Mischsystem und Entfernung von Fehlanschlüssen im Trennsystem

In Bild 62 sind die Emissionen aus Überläufen, die Kläranlagenemissionen und die Gesamtemissionen in Abhängigkeit vom Abkopplungsgrad dargestellt. Der Abkopplungsgrad bezieht sich auf die gesamte im Modell abgebildete undurchlässige Fläche  $A_{u,ges.}$ . Mit der durchgehenden Linie sind die Szenarien verbunden, bei denen keine Abkopplung im Trennsystem durchgeführt wird (Ist, M17, M100). Mit dieser Linie sind durch eine senkrechte Linie die Szenarien verbunden, bei denen 100% der fehlangeschlossenen Fläche im Trennsystem abgekoppelt wird (T100, M24T100, M100T100).

#### 8.1.3.1 Abkopplung im Mischsystem

Bei den Überläufen ist eine lineare Abnahme der Überlaufspitzen mit zunehmendem Abkopplungsgrad zu erkennen. Im Ablauf der Kläranlage hingegen ist erst bei Abkopplungsgraden  $> 20\%$  eine Abnahme der Spitzenfrachten zu erkennen.

Bezüglich der mittleren Überlaufrachten ist der Graf bei niedrigen Abkopplungsgraden steiler als bei höheren, d. h., eine Erhöhung des Abkopplungsgrades von z. B. 0% auf 10% hat einen größeren Effekt als eine Erhöhung von z. B. 50% auf 60%. An der Kläranlage ist es genau umgekehrt. Die Gründe für dieses Verhalten sind folgende:

Der maximale Fördermenge der Mischwasserpumpwerke ist auf die zweifache Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) begrenzt. Bei geringen Abkopplungsgraden reduziert sich zwar der Zufluss zum Pumpwerk, die zweifache Trockenwetterspitze wird aber dennoch bei fast allen Regenereignissen überschritten. D. h., es findet eine Reduktion der Überlaufspitzen statt, nicht jedoch eine Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastung der Kläranlage. Durch die geringere Verdünnung mit Regenwasser ist das Wasser, dass zur Kläranlage gefördert wird, in den Abkopplungsszenarien sogar stärker konzentriert, als im Ist-Zustand. Dieser Einfluss dürfte jedoch nur von geringer Bedeutung sein, da das Mischwasser aufgrund des Druckrohrleitungsnetzes erst deutlich nach der hydraulischen Spitzenbelastung die Kläranlage erreicht. Der geringe Rückgang der mittleren Kläranlagen-Ablaufrachten kann damit begründet werden, dass die hydraulische Spitzenbelastung der Kläranlage geringfügig später einsetzt und geringfügig früher aufhört, als im Ist-Zustand.

Bei größeren Abkopplungsgraden wird bei immer weniger Regenereignissen die zweifache Trockenwetterspitze im Zulauf des Pumpwerkes überschritten oder zumindest ist die Dauer der Überschreitung so kurz, dass die Speicher nicht mehr ganz gefüllt werden. Dies führt zu einer Reduktion der hydraulischen Spitzenbelastung der Kläranlage oder zumindest zu einer deutlich kürzeren Dauer der maximalen Belastung. Daher neh-

men die mittleren Kläranlagenemissionen zu Ungunsten der mittleren Überlauffrachten stärker ab, als bei niedrigen Abkopplungsgraden.

Insgesamt sind die Grafen bei geringen Abkopplungsgraden geringfügig steiler als bei hohen, d. h., eine Erhöhung des Abkopplungsgrades ist bei geringen Abkopplungsgraden geringfügig effektiver als bei hohen.

Die Reduktion der Überläufe ist für alle Stoffe etwa gleich groß (vgl. Tabelle 35 S. 48). An der Kläranlage ist die Reduktion bezüglich Ammonium deutlich größer als die Reduktion bezüglich der anderen Kriterien. Dies liegt daran, dass die Nitrifikation im Ist-Zustand durch den Frachtstoßeffekt besonders stark belastet wird.

### 8.1.3.2 Abkopplung im Trennsystem

Im Trennsystem ist das Verhältnis von an den S-Kanal fehlangeschlossener Fläche zu Einwohnerzahl deutlich kleiner als das Verhältnis von undurchlässiger Fläche zur Einwohnerzahl im Mischsystem. Die zweifache Trockenwetterspitze wird daher bereits im Ist-Zustand nicht bei jedem Regenereignis erreicht. Die Abkopplung fehlangeschlossener Flächen kommt daher bereits bei niedrigen Abkopplungsgraden der Kläranlage zu Gute; im Gegenzug werden die Überläufe weniger stark reduziert.

Das Szenario AbkT100 koppelt absolut die gleiche Fläche im Trennsystem ab, wie das Szenario AbkM17 im Mischsystem. Die Abkopplung von 100% der fehlangeschlossenen Fläche im Trennsystem (AbkT100) führt dazu, dass die zweifache Trockenwetterspitze an den Pumpwerken des Trennsystems fast nie erreicht wird. Da die Mischwasserpumpwerke dennoch mit maximal der zweifachen Trockenwetterspitze fördern, wird die zweifache Trockenwetterspitze an der Kläranlage ebenfalls fast nie erreicht. Daher reduziert das Szenario AbkT100 die Kläranlagenemissionen deutlich stärker als das Szenario AbkM17. Hinzu kommt, dass die im Trennsystem bereits im Ist-Zustand vorhandenen Speichervolumina (Pumpwerke, Kanäle) im Szenario AbkT100 bei den meisten Regenereignissen nicht genutzt werden; im Szenario AbkM17 hingegen können alle Speichervolumina genutzt werden. Da im Szenario AbkT100 weniger Wasser zur Kläranlage gefördert wird und Speichervolumina schlechter ausgenutzt werden, sind die Überlaufemissionen größer als im Szenario AbkM17. Insgesamt sind die Emissionen im Szenario AbkM17 geringer.

Durch das Abkoppeln von 100% der fehlangeschlossenen Fläche im Trennsystem werden die Notauslässe von 69 auf 6 in 30 Jahren reduziert. Dass die Notauslässe nicht gänzlich ausbleiben liegt daran, dass in dem Szenario der ungünstige Fall angenommen wurde, dass die Überläufe aller Rigolen an den S-Kanal angeschlossen blieben. In Realität würde man versuchen, diese wenn möglich oberirdischen Gewässern zuzuführen.

## 8.1. Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien

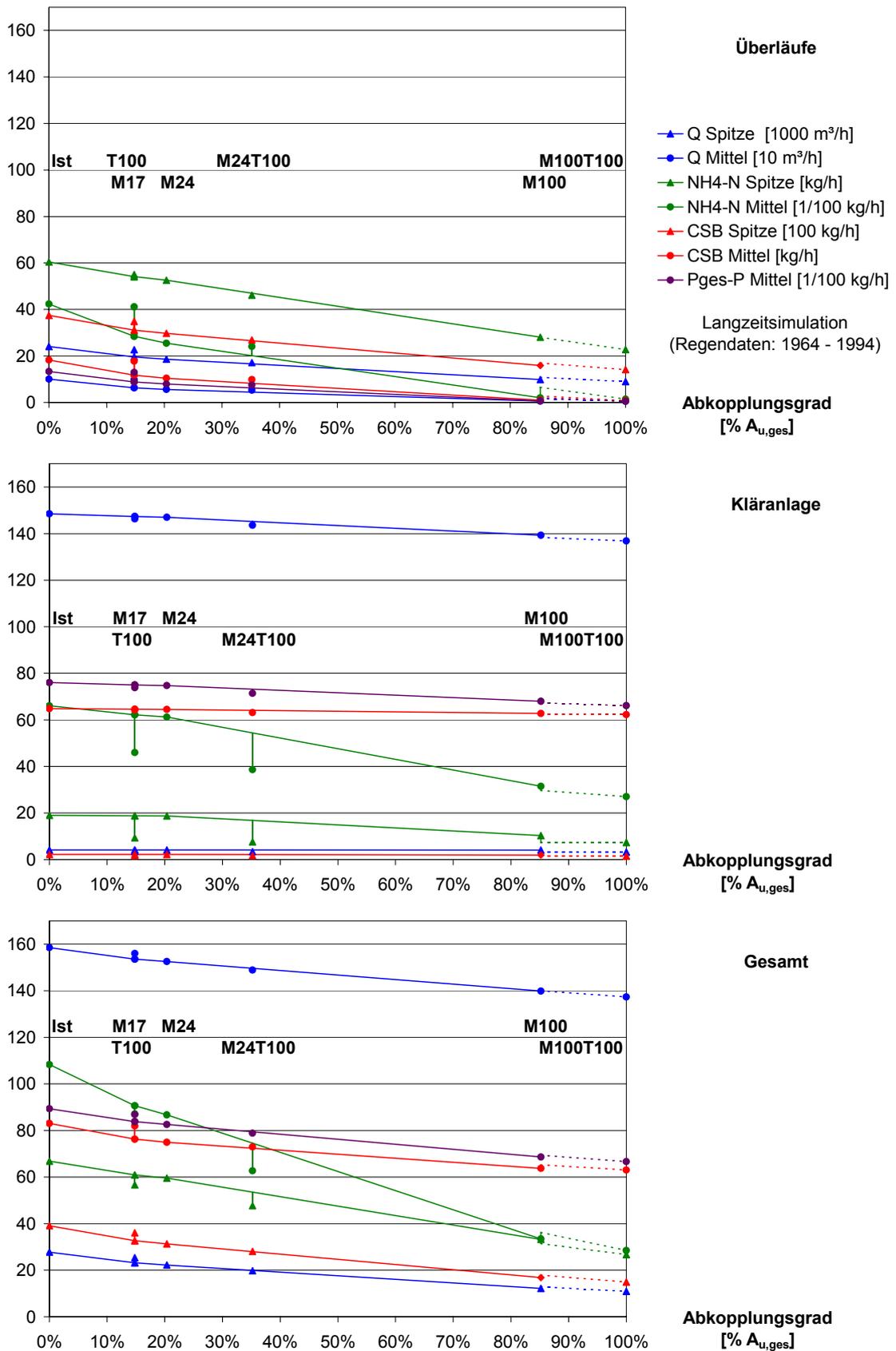


Bild 62: Ergebnisse der Abkopplungsszenarien

### 8.1.3.3 Fazit Abkopplung

Bei geringen Abkopplungsgraden im Mischsystem werden zunächst die Überläufe reduziert, erst größere Abkopplungsgrade haben einen deutlich positiven Einfluss auf die Kläranlage. Die fehlangeschlossenen Flächen im Trennsystem machen im Verhältnis zu den Einwohnern einen deutlich kleineren Anteil aus als die undurchlässigen Flächen im Mischsystem. Daher führt die Abkopplung im Trennsystem bereits bei kleineren Abkopplungsgraden zu einer Entlastung der Kläranlage. Im Gegenzug werden die Überläufe weniger stark reduziert. Koppelt man im Trenn- und im Mischsystem jeweils die gleiche absolute Fläche ab, führt dies dazu, dass die Abkopplung im Trennsystem stärker die Kläranlage entlastet und die Abkopplung im Mischsystem stärker die Überläufe reduziert.

Die Erhöhung des Abkopplungsgrades um einen gewissen Prozentsatz führt bei geringen Abkopplungsgraden zu einer geringfügig stärkeren Reduktion der Gesamtemissionen als bei hohen.

### 8.1.4 Urinseparation

In Bild 63 sind die Emissionen aus Überläufen, die Kläranlagenemissionen und die Gesamtemissionen in Abhängigkeit vom Anteil der Haushalte mit Urinseparation dargestellt. Die Trenneffizienz in den Haushalten wurde mit 75 % angenommen. Zum Vergleich der Auswirkungen von Urinseparation im Trennsystem und Urinseparation im Mischsystem wurden für das Szenario Urinseparation in 35 % der Haushalte des gesamten Einzugsgebietes die folgenden zwei Varianten gerechnet:

**UrsM100(35):** Urinseparation in

- 0 % der Haushalte der Trenngebiete
- 100 % der Haushalte der Mischgebiete

**UrsT53(35):** Urinseparation in

- 53 % der Haushalte der Trenngebiete
- 0 % der Haushalte der Mischgebiete

Die Auswirkungen der Urinseparation im Mischsystem können anhand der Linie Ist-UrsM17-UrsM100 beurteilt werden, die Wirkung der Urinseparation im Trennsystem anhand der Linie von UrsM100 zu Urs100 (M100T100), entlang der der Urinseparationsgrad im Trennsystem von 0 auf 100 % gesteigert wird.

#### 8.1.4.1 Auswirkungen auf die Überläufe

Auf die hydraulischen Überlaufspitzen und die Überlaufvolumina hat die Urinseparation keinen Einfluss. Die Urinseparation im Mischsystem führt zu einem deutlichen Rückgang der Überlauffrachten, die Urinseparation im Trennsystem reduziert die Überlauffrachten nur sehr gering. Der Grund ist, dass die Überläufe aus den Trenngebieten nur einen sehr kleinen Teil (0,6 %) des gesamten Überlaufvolumens ausmachen.

#### 8.1.4.2 Auswirkungen auf die Kläranlage

Auf die mittleren CSB-Ablauffrachten hat die Urinseparation fast keinen Einfluss, da die Kläranlage für Nitrifikation und Denitrifikation bemessen wurde und bezüglich des CSB somit deutlich leistungsstärker ist, als es für einen zuverlässigen Abbau nötig wäre. Die Spitzenablauffrachten reduzieren sich in etwa in dem Maße wie die Zulauffrachten (vgl. auch Tabelle 28 S. 157).

Bei den Ammonium-Ablauffrachten ist ein sehr deutlicher Rückgang zu beobachten, der bezüglich der Spitzenlasten besonders stark ausfällt (z. B.: Urs100 Mittel auf 63 %, Spitze auf 11 %). Die Gründe dafür sind folgende: Da die Ammonium-Fracht im Zulauf deutlich stärker sinkt als die CSB-Fracht, wird ein großer Teil des Ammoniums bereits

## 8. Ergebnisse

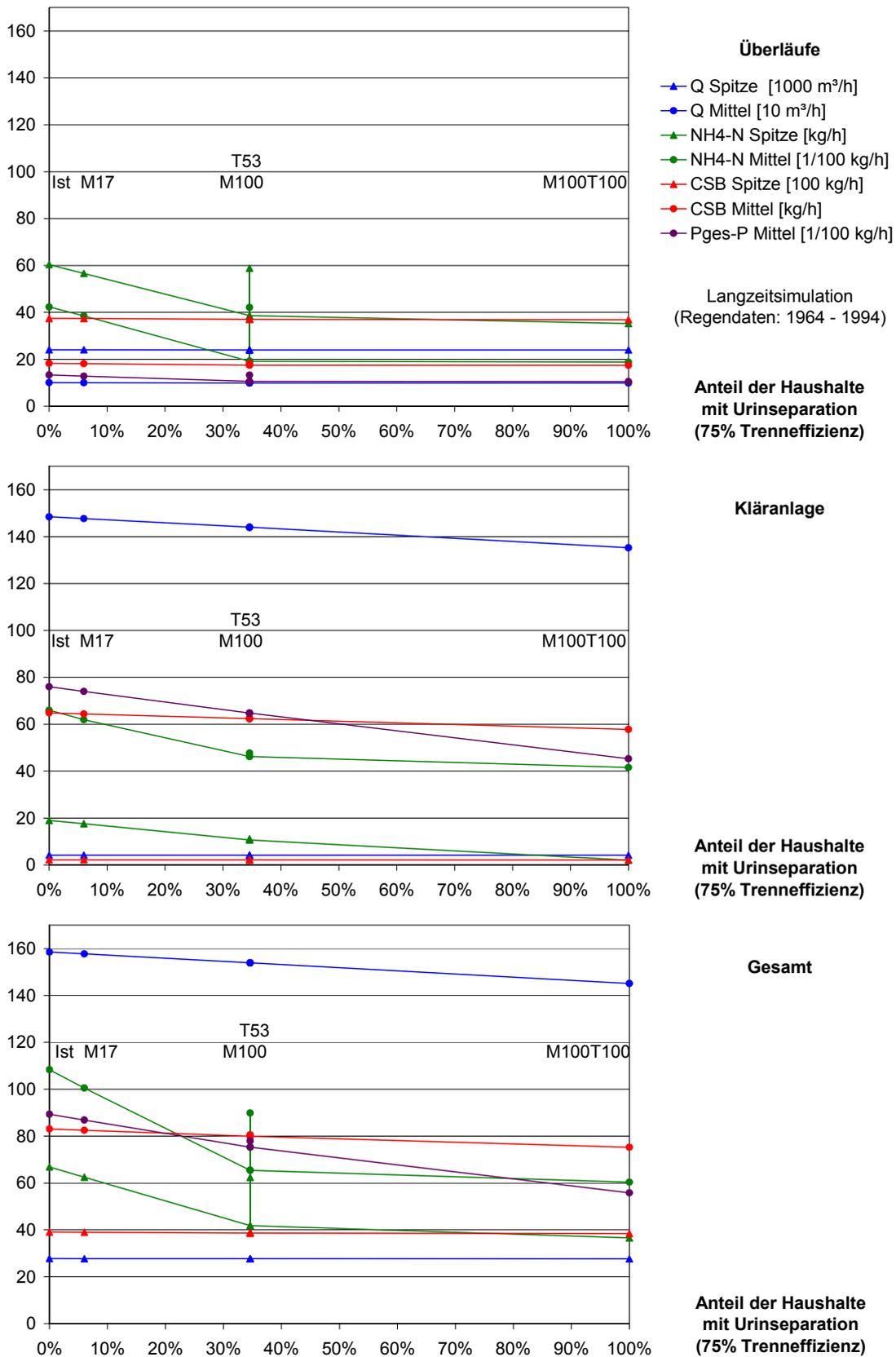


Bild 63: Ergebnisse der Urinseparationsszenarien

für das Wachstum der heterotrophen Biomasse (CSB-Abbauer) benötigt – nur ein kleiner Teil muss nitrifiziert werden. Dies führt zu geringeren Ablaufkonzentrationen. Die autotrophe Biomasse (Nitrifikanten) ist bei Spitzenbelastungen nicht in der Lage, das gesamte dargebotene Ammonium zu nitrifizieren, was in erhöhten Ablaufwerten resultiert. Die heterotrophe Biomasse ist hingegen auch bei Spitzenbelastungen in der Lage, den angebotenen CSB abzubauen – damit verbunden ist die Aufnahme von Stickstoff für das Zellwachstum. Je größer also der Urinseparationsgrad ist, desto größer ist der Anteil des Stickstoffs, der für das Wachstum der heterotrophen Biomasse benötigt wird, und desto besser kann die Kläranlage den Stickstoff bei Spitzenbelastungen eliminieren.

Eine Erhöhung des Urinseparationsgrades um einen gewissen Prozentsatz führt bei niedrigen Urinseparationsgraden bezüglich Ammonium zu deutlicheren Verbesserungen als bei hohen.

Gemäß den getroffenen Modellannahmen (Kapitel 7.4.4) sinken die Phosphorablaufmengen linear mit zunehmendem Urinseparationsgrad.

An der Kläranlage macht es keinen Unterschied, ob die Urinseparation im Trenn- oder Mischsystem durchgeführt wird.

### 8.1.4.3 Auswirkungen auf die Gesamtemissionen

Insgesamt ist Urinseparation im Mischsystem vorteilhafter als im Trennsystem. Die stärksten positiven Effekte treten bezüglich Ammonium auf. Bei geringen Urinseparationsgraden ist Urinseparation effektiver als bei hohen.

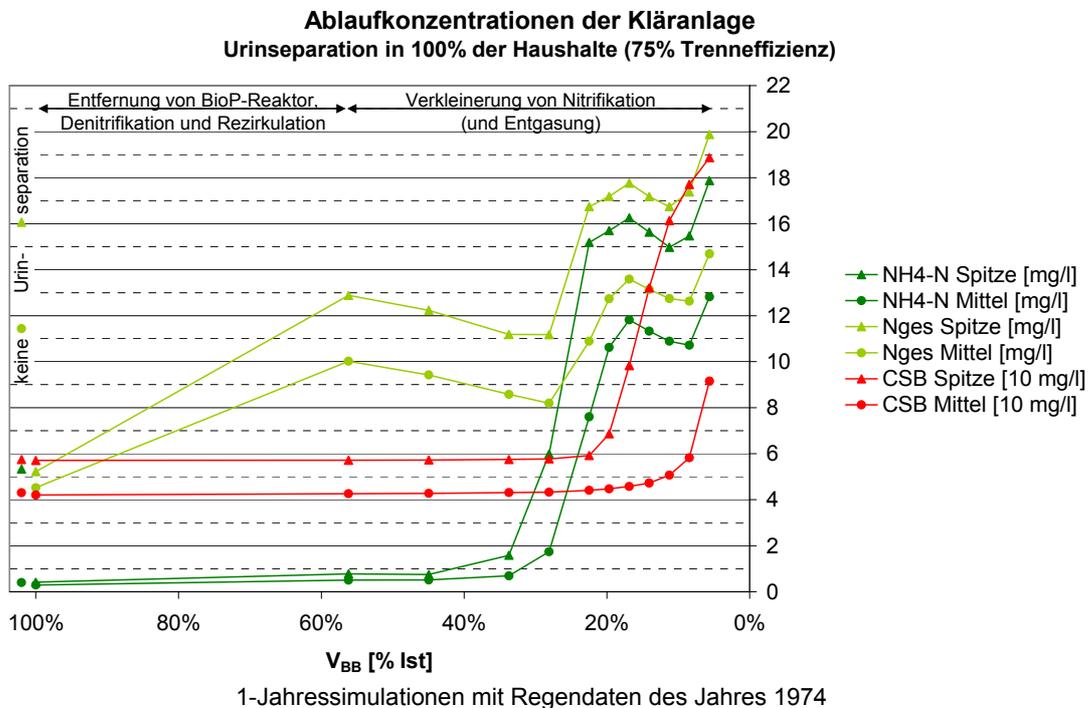
### 8.1.4.4 Weitergehende Untersuchung: Verkleinerung der Kläranlage bei Urinseparation in 100 % der Haushalte

Durch die Urinseparation wird der Stickstoff im Zulauf zur Kläranlage deutlich stärker reduziert als der Kohlenstoff. Dadurch wird bereits ein großer Teil des Stickstoffs für das Wachstum der heterotrophen Biomasse verbraucht, sodass Nitrifikation und Denitrifikation nicht mehr zwingend benötigt werden. Daher wurde untersucht, wie sich eine Verkleinerung der Kläranlage auf die Ablaufkonzentrationen auswirkt.

In Bild 64 sind die Ergebnisse dargestellt. Auf der x-Achse ist das Belebungsbeckenvolumen in Prozent des Ist-Zustandes dargestellt. Auf der y-Achse sind die Ablaufkonzentrationen für  $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{N}_{\text{ges}}$  und CSB dargestellt, sowohl im Mittel, als auch in der Spitze (Berechnung analog zum Kriterium Frachtspitze).

In einem ersten Schritt wurden der BioP-Reaktor und die Denitrifikation entfernt. Danach sind noch 56 % des Belebungsbeckenvolumens vorhanden. Die  $\text{N}_{\text{ges}}$ -Emissionen

steigen aufgrund der fehlenden Denitrifikation deutlich an, liegen aber immer noch deutlich unter dem Ist-Zustand (ganz links dargestellt). Der CSB bleibt erwartungsgemäß unbeeinflusst, Ammonium steigt geringfügig an.



**Bild 64: Verkleinerung der Kläranlage bei 100 % Urinseparation**

Eine Verkleinerung der Nitrifikation führt zunächst zu einer Abnahme der  $N_{ges}$ -Emissionen, da das Schlammalter (Bild 65) sinkt, was dazu führt, dass weniger Biomasse abstirbt und wieder Stickstoff freisetzt (beim Absterben der Biomasse wird auch wieder CSB freigesetzt, aber nicht mehr soviel, wie zum Wachstum benötigt wurde, da ein Teil  $(1-Y_H)$  für den Stoffwechsel verbraucht wurde).

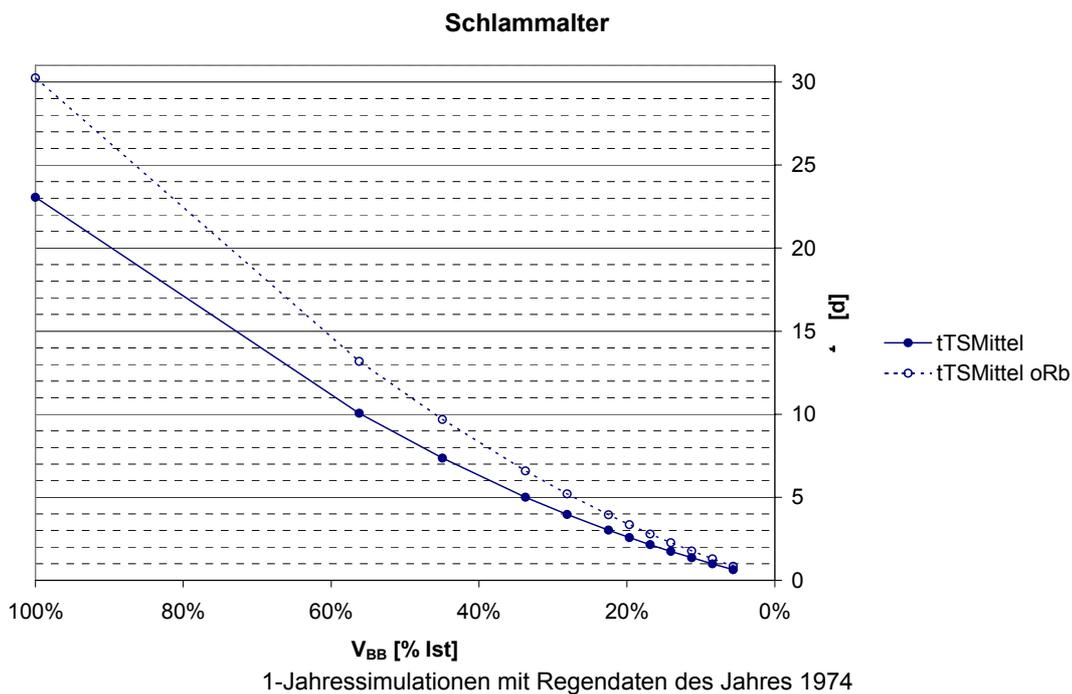
Eine weitere Verkleinerung führt ab einem Belebungsbeckenvolumen von etwa 1/3 des Ist-Zustandes zum Zusammenbruch der Nitrifikation. Ammonium steigt drastisch an. Das auch  $N_{ges}$  ansteigt, ist ein Zeichen dafür, dass es zuvor eine simultane Denitrifikation gegeben hat (d. h. dass die heterotrophen Bakterien im aeroben Nitrifikationsbecken einen Teil des Sauerstoffs, den sie benötigen, aus dem Nitrat gewonnen haben).

Wird das Belebungsbecken weiter verkleinert, ist ab einem Wert von etwa 20% des Ist-Zustandes die Biomasse nicht mehr in der Lage, CSB-Spitzenbelastungen vollständig abzubauen. Bezüglich der  $N_{ges}$ -Emissionen kommt es bei einer weiteren Verkleinerung aus dem bereits genannten Grund (Schlammalter sinkt) zunächst wieder zu einem besseren Abbau.

## 8.1. Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien

Ab einer Belebungsbeckengröße von etwa 10% des Ist-Zustandes reicht die Biomasse nicht mehr aus, um bei Trockenwetter den CSB abzubauen. Dementsprechend wird weniger Stickstoff in die Biomasse eingebaut und die Stickstoffemissionen steigen an.

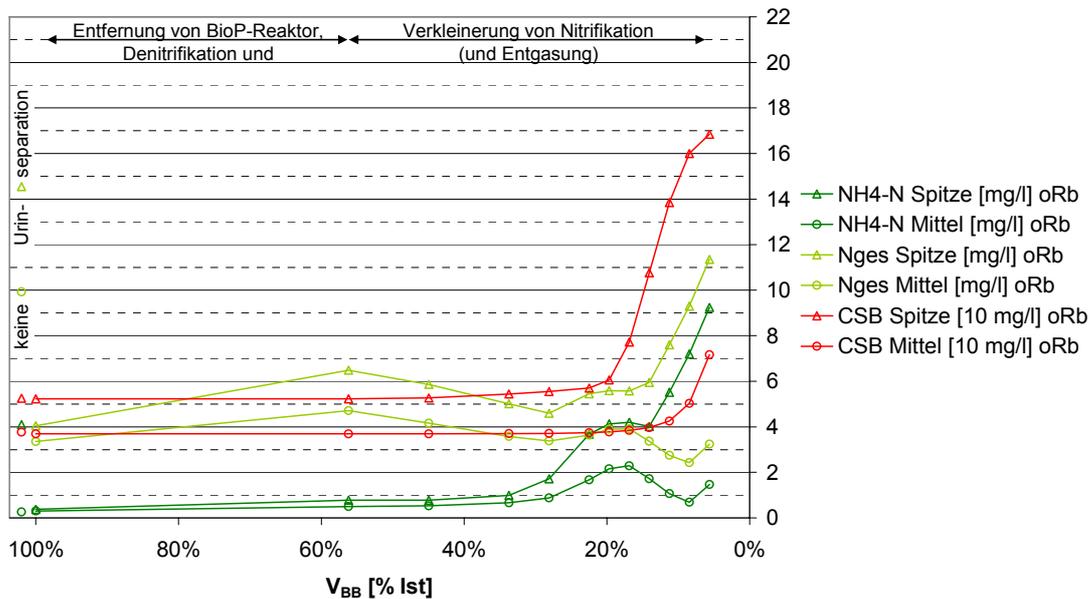
Bis zum Zusammenbruch der Nitrifikation ( $\approx 1/3$  des Belebungsbeckenvolumens) liefert die Kläranlage bezüglich CSB und Ammonium (Mittel) etwa die gleichen Ablaufwerte wie im Ist-Zustand, bezüglich  $N_{\text{ges}}$  und den Ammonium-Spitzen werden sogar deutlich bessere Werte erreicht.



**Bild 65: Schlammalter (Jahresmittel) bei Verkleinerung der Kläranlage**

Bei den Urinseparationsszenarien macht die Rückbelastung durch Schlammwasser einen wesentlichen Teil der Stickstofffracht ( $\approx 46\%$  im Szenario Urs100) im Zulauf der Belebung aus. Daher könnte es sinnvoll sein, den Stickstoff dieses hoch konzentrierten Teilstromes getrennt zu behandeln. Bild 66 entspricht Bild 64 mit dem Unterschied, dass die Rückbelastung nicht in die Belebung gegeben wird. Auch ohne Rückbelastung gibt es keine erhöhten CSB-Ablaufwerte. Daher kann eine Limitierung des Biomassenwachstums durch Stickstoff ausgeschlossen werden. Die Stickstoffemissionen liegen deutlich unter denen der Rechnung mit Rückbelastung, die dort beschriebenen Phänomene finden sich aber auch hier wieder. Selbst ohne Nitrifikation liegen die  $N_{\text{ges}}$ -Emissionen noch unter denen des Ist-Zustandes. Die Ammonium-Spitzen liegen ohne Nitrifikation etwa auch gleichem Niveau wie im Ist-Zustand, die Ammonium Mittelwerte allerdings deutlich darüber. Vor dem Zusammenbruch der Nitrifikation ( $\approx 1/3$  des Belebungsbeckenvolumens des Ist-Zustandes) können die Stickstoffemissionen im Vergleich zur Variante mit Rückbelastung um etwa 50% reduziert werden.

**Ablaufkonzentrationen der Kläranlage**  
**Urinseparation in 100% der Haushalte (75% Trenneffizienz) ohne Rückbelastung durch Schlammwasser**



1-Jahressimulationen mit Regendaten des Jahres 1974

**Bild 66: Verkleinerung der Kläranlage bei 100 % Urinseparation ohne Rückbelastung durch Schlammwasser**

### 8.1.4.5 Fazit Urinseparation

Urinseparation hat einen deutlichen positiven Einfluss auf die Überläufe und die Kläranlage.

Auf die Überläufe hat Urinseparation im Mischsystem eindeutig den stärkeren Einfluss als Urinseparation im Trennsystem. Dabei ist die Urinseparation bei niedrigen und hohen Separationsgraden etwa gleich effektiv.

An der Kläranlage macht es keinen Unterschied, ob im Misch- oder im Trennsystem separiert wird. Bei niedrigen Separationsgraden ist die Urinseparation etwas effektiver als bei hohen.

Am stärksten ist der Einfluss der Urinseparation auf Stickstoff, gefolgt von Phosphor und CSB. Auf hydraulische Spitzenbelastungen hat die Urinseparation keinen Einfluss.

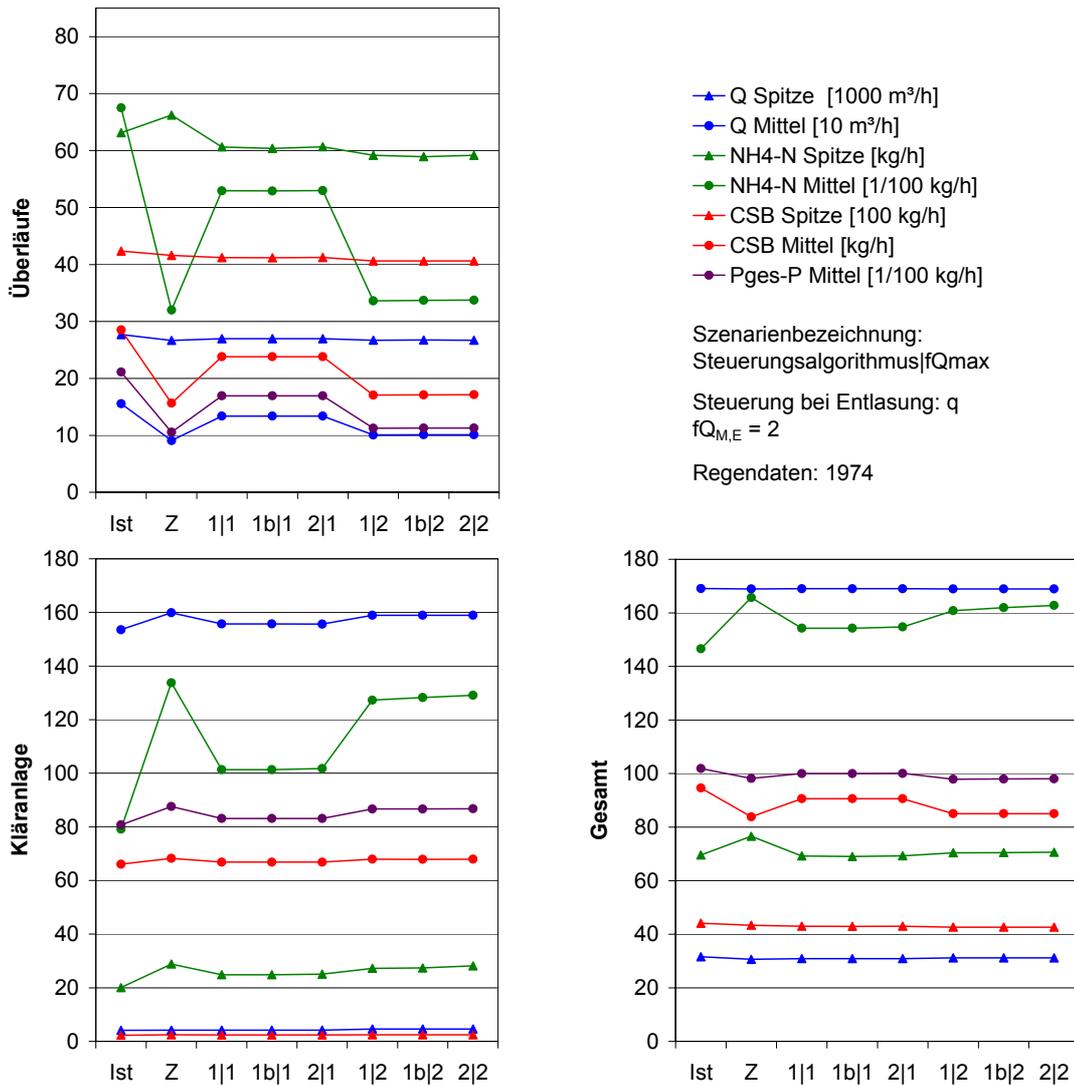
Besonders stark werden durch die Urinseparation die Ammonium-Spitzenemissionen der Kläranlage reduziert (bis auf 11 % des Ist-Zustandes im Szenario Urs100).

Bei Urinseparation in 100% der Haushalte können die Belebungsbeckenvolumina auf  $\approx 1/3$  des Ist-Zustandes reduziert werden. Dann liefert die Kläranlage bezüglich CSB und Ammonium (Mittel) etwa die gleichen Ablaufwerte wie im Ist-Zustand und erreicht bezüglich  $N_{ges}$  und den Ammonium-Spitzen werden sogar deutlich bessere Werte. Durch eine separate Behandlung des Schlammwassers könnten die  $N_{ges}$ -Emissionen noch einmal deutlich (um  $\approx 50\%$ ) reduziert werden.

### 8.1.5 Echtzeitsteuerung der Pumpwerke

#### 8.1.5.1 Szenarien zur Optimierung der Speicherauslastung

##### 8.1.5.1.a Vergleich der Steuerungsalgorithmen

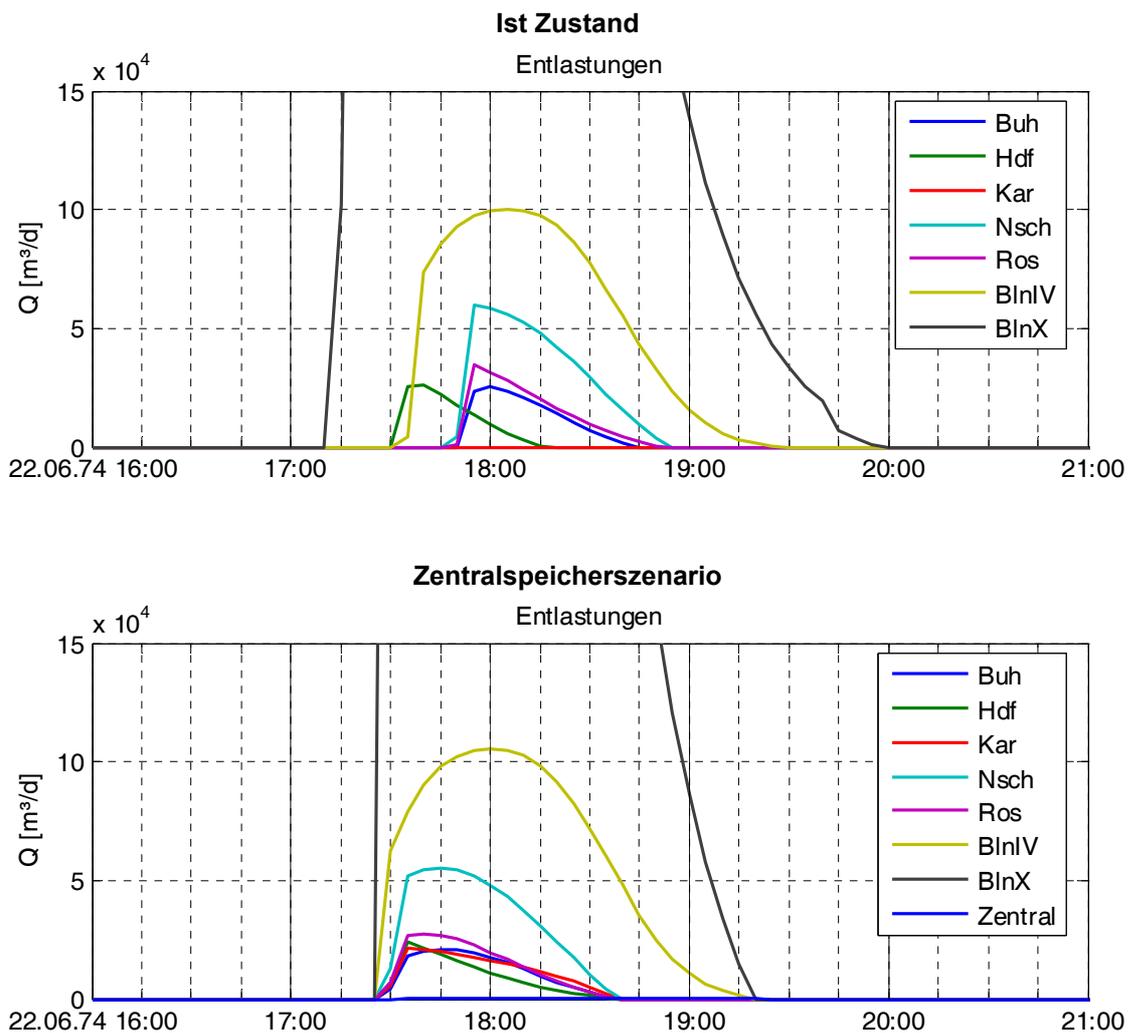


**Bild 67: Vergleich der Steuerungsalgorithmen**

In Bild 67 sind die Rechenergebnisse für den Ist-Zustand (Ist), das Zentralspeicher-szenario (Z) und die Steuerungsalgorithmen 1, 1b und 2 dargestellt. Für die Phase des Überlaufens kommt immer der Algorithmus „q“ zur Anwendung. Für den Faktor zur Erhöhung der maximalen Förderleistung  $fQ_{max}$  wurde mit den Werten 1 und 2 gerechnet. Den Rechnungen lagen Regendaten des Jahres 1974 zugrunde.

### Zentralspeicher

Die mittleren Überlauffrachten werden drastisch gesenkt. Die längere Beschickung der Kläranlage mit Mischwasserzufluss führt zu einer Erhöhung der Abauffrachten im Mittel und in der Spitze. Die Erhöhung ist für Ammonium besonders groß, da die Nitrifikation langsamer ist als der CSB-Abbau. In der Summe führt der Zentralspeicher zu einer Erhöhung der mittleren Ammonim-Frachten und zu einer Erniedrigung der mittleren P- und CSB-Fracht.



**Bild 68: Überlaufvolumenströme eines Starkregenereignisses**

Die hydraulischen Spitzenlasten und die CSB-Spitzenfrachten werden sowohl bei den Überläufen als auch in der Summe reduziert. Die Reduktion der Spitzen ist jedoch deutlich geringer, als die Reduktion der mittleren Frachten. Bezüglich Ammonium kommt es sogar zu einer Erhöhung der Überlaufspitzen. Der Grund ist eine Erhöhung der Überläufe im Trennsystem, die im Folgenden erklärt wird:

Bis zur Vollfüllung des Zentralspeichers gibt es keine Überläufe. Wenn der Speicher aber gefüllt ist, muss der überschüssige Abfluss aller Pumpwerke entlastet werden. Dieser kann so groß werden, dass Notauslässe im Trennsystem erforderlich werden, wie das in Bild 68 dargestellte Starkregenereignis zeigt. Im ungesteuerten Fall (Bild 68, oben) und bei den realen Steuerungsszenarien (die keine optimale Auslastung der Speichervolumina erreichen) beginnen einige Pumpwerke früher zu entlasten, während - insbesondere im Trennsystem - noch Speichervolumina vorhanden sind: Bei dem in Bild 68 unten dargestellten Starkregenereignis entlasten die Pumpwerke Buchholz (Buh), Niederschönhausen (Nsch) und Rosenthal (Ros) deutlich später als im Ist-Zustand, das Pumpwerk Karow (Kar) entlastet gar nicht.

### Steuerungsalgorithmen

Für die realen Steuerungsalgorithmen treffen die für das fiktive Zentralspeicherszenario getroffenen Aussagen ebenso zu, allerdings mit einer Ausnahme: Die realen Steuerungsszenarien führen zu einer deutlichen Reduktion der Ammonium- und CSB-Spitzenüberlauffrachten (siehe Erläuterungen im vorigen Abschnitt).

Eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke ( $fQ_{\max} = 1 \rightarrow fQ_{\max} = 2$ ) führt zu einer Reduktion der Überlauffrachten (Mittel und Spitze) und zu einer Erhöhung der Kläranlagenablauffrachten (siehe Kapitel 8.1.5.1.c). Für  $fQ_{\max} = 2$  gibt es bezüglich der mittleren Frachten nur noch geringe Unterschiede zum Zentralspeicherszenario.

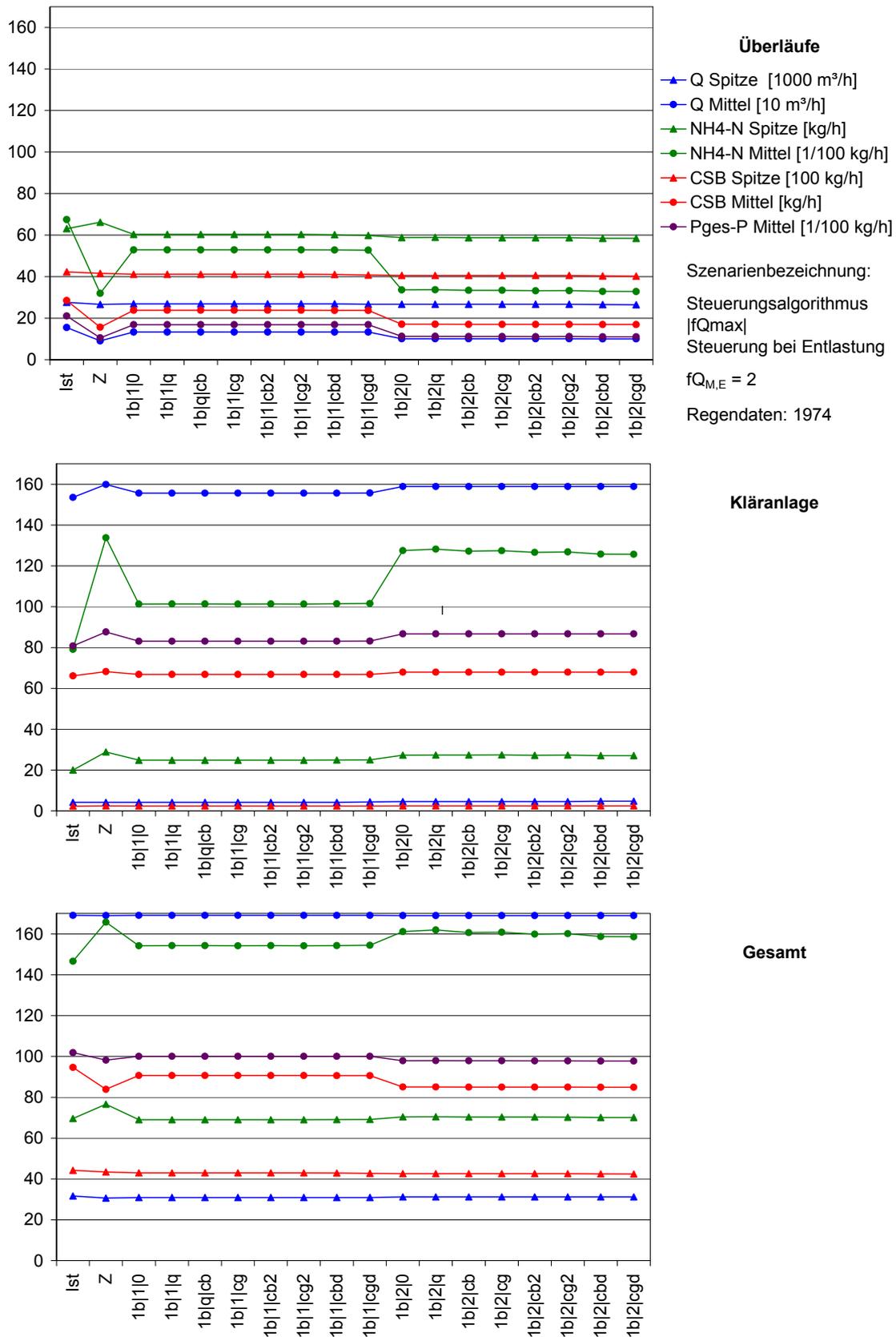
Die Unterschiede zwischen den einzelnen Algorithmen sind sehr gering. Algorithmus 2 ist bezüglich aller Kriterien minimal schlechter, als die Algorithmen 1 und 1b. Algorithmus 1b ist minimal besser als Algorithmus 1 und wird daher für alle folgenden Untersuchungen verwendet.

#### 8.1.5.1.b Vergleich der verschiedenen Steuerungsvarianten für die Überlaufphase

In Bild 69 sind die Rechenergebnisse für den Ist-Zustand (Ist), das Zentralspeicherszenario (Z) und die in Kapitel 7.5.2.3.c (S. 166) beschriebenen Steuerungsalgorithmen bei Überlauffähigkeit dargestellt. Als Steuerungsalgorithmus für die Phasen der Speicherfüllung und Entleerung wurde immer der Algorithmus 1b verwendet. Für den Faktor zur Erhöhung der maximalen Förderleistung  $fQ_{\max}$  wurde mit den Werten 1 und 2 gerechnet. Der Rechnung lagen Regendaten des Jahres 1974 zugrunde.

Für  $fQ_{\max} = 1$  sind nahezu keine Unterschiede zu erkennen. Das liegt daran, dass die maximalen Förderleistungen der Pumpwerke im Überlauffall kaum Spielraum lassen, Förder- und Überlaufmengen umzuverteilen.

## 8. Ergebnisse



**Bild 69: Vergleich der verschiedenen Steuerungsvarianten für die Überlaufphase**

Bei  $fQ_{\max} = 2$  wird erkennbar, dass die konzentrationsgesteuerten Varianten geringfügig im Vorteil sind. Eine Reduktion der Überlauffrachten führt nicht zu einer weiteren Erhöhung der Kläranlagenablauffrachten. Je stärker die Konzentration in die Verteilung der Überlaufabflüsse eingeht, desto besser ist der Algorithmus (diskret (d) besser als quadratisch (2) besser als linear). Zwischen den Varianten mit berechneten (b) und gemessenen (g) Konzentrationen lässt sich kein Unterschied feststellen. Da das Messen der Konzentration in Realität sehr aufwendig wäre, wird im Folgenden der Algorithmus mit berechneter Konzentration (cbd) verwendet.

### 8.1.5.1.c Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke

In Bild 70 wird der Faktor zur Erhöhung der maximalen Förderleistung  $fQ_{\max}$  zwischen 1 und 10 variiert (Steuerungsalgorithmus 1b cbd). Zum Vergleich sind außerdem der Ist-Zustand und das Zentralspeicherszenario dargestellt. Der Rechnung lagen Regendaten des Jahres 1974 zugrunde.

Mit steigendem  $fQ_{\max}$  ist ein deutlicher Rückgang der mittleren Überlauffrachten zu erkennen (z.B.  $NH_4-N$  von  $\approx 6900$  kg/a auf  $\approx 2900$  kg/a,  $P_{\text{ges}}-P$  von  $\approx 1900$  kg/a auf  $\approx 1000$  kg/a). Bei  $fQ_{\max} = 1,3$  sind bereits 2/3 der möglichen Reduktion erreicht. Oberhalb  $fQ_{\max} = 1,6$  gibt es kaum noch positive Effekte.

Bezüglich der Spitzen-Überlauffrachten sind die Effekte deutlich geringer. Bis  $fQ_{\max} = 1,3$  fällt der Graf. Zwischen 1,3 und 1,7 ist jedoch ein leichter Anstieg zu beobachten. Das liegt darin begründet, dass der Algorithmus in jedem Fall versucht, Notauslässe im Trennsystem zu vermeiden. Je größer  $fQ_{\max}$  ist, desto mehr Mischwasser kann aus den Trenngebieten gefördert werden, um Notauslässe zu vermeiden. Die Mengen müssen dann allerdings zusätzlich im Mischsystem entlastet werden, was dort zu einer Erhöhung der Spitzenfrachten und in diesem Fall zu einem minimalen Anstieg der gesamten Spitzenfrachten führt.

Eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke kommt insbesondere der Reduktion der Notauslässe zu Gute. Z. B. werden bei  $fQ_{\max} = 1,6$  die mittleren Überlauffrachten insgesamt auf  $\approx 55\%$  reduziert und die Notauslässe im Trennsystem auf 35 %.

### 8.1.5.1.d Variation des Kläranlagenzulaufs während der Phase der Speicherentleerung

Wie bereits dargestellt, führt die Reduktion der Überlauffrachten zu einer Erhöhung der Kläranlagenablauffrachten – insbesondere bezüglich Ammonium. Um diesen negativen Effekt abzumildern, kann für die Phase der Speicherentleerung ein verminderter Kläranlagenzulauf eingestellt werden.

## 8. Ergebnisse

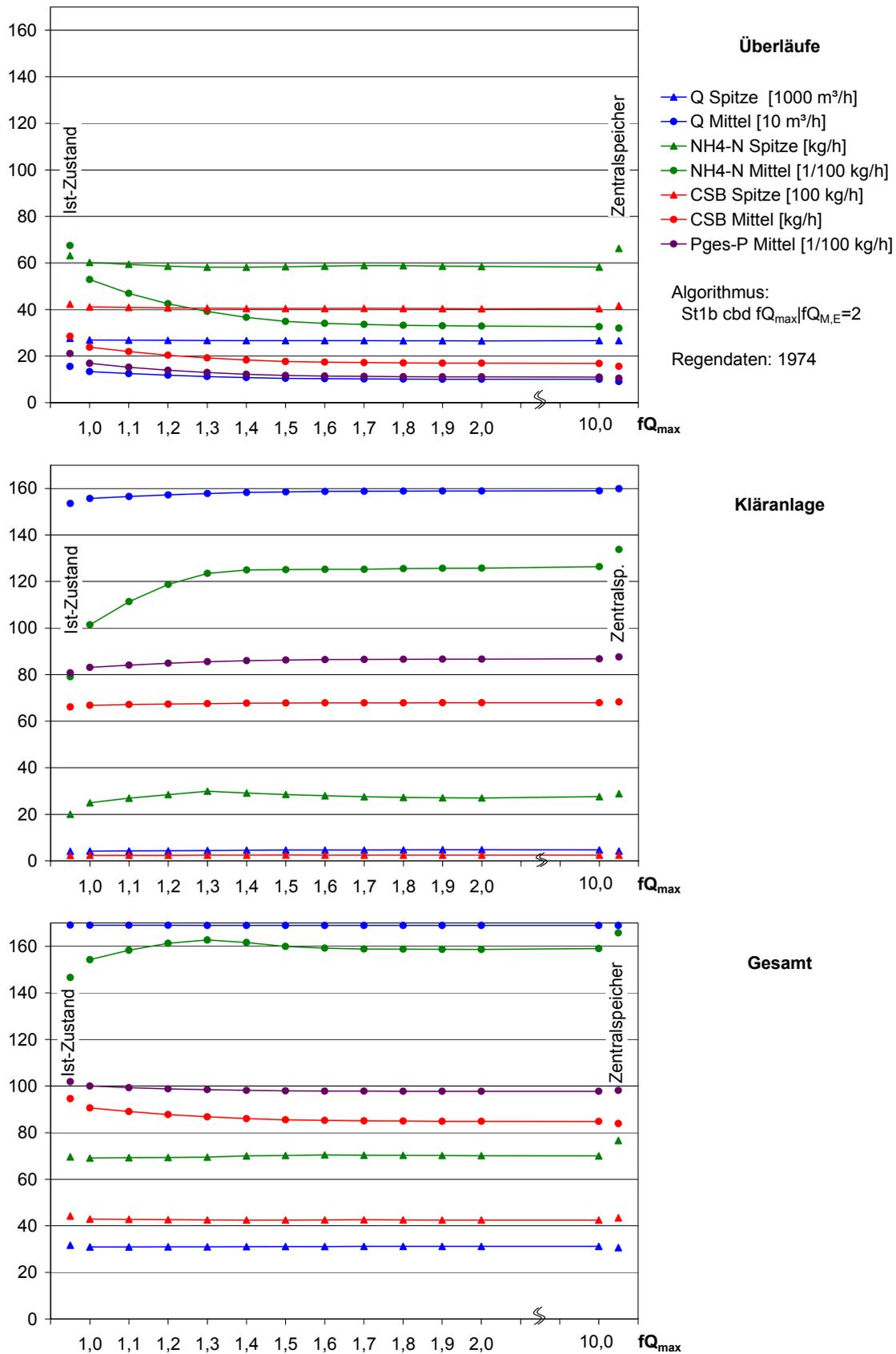


Bild 70: Variation der maximalen Förderleistung der Pumpwerke

## 8.1. Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien

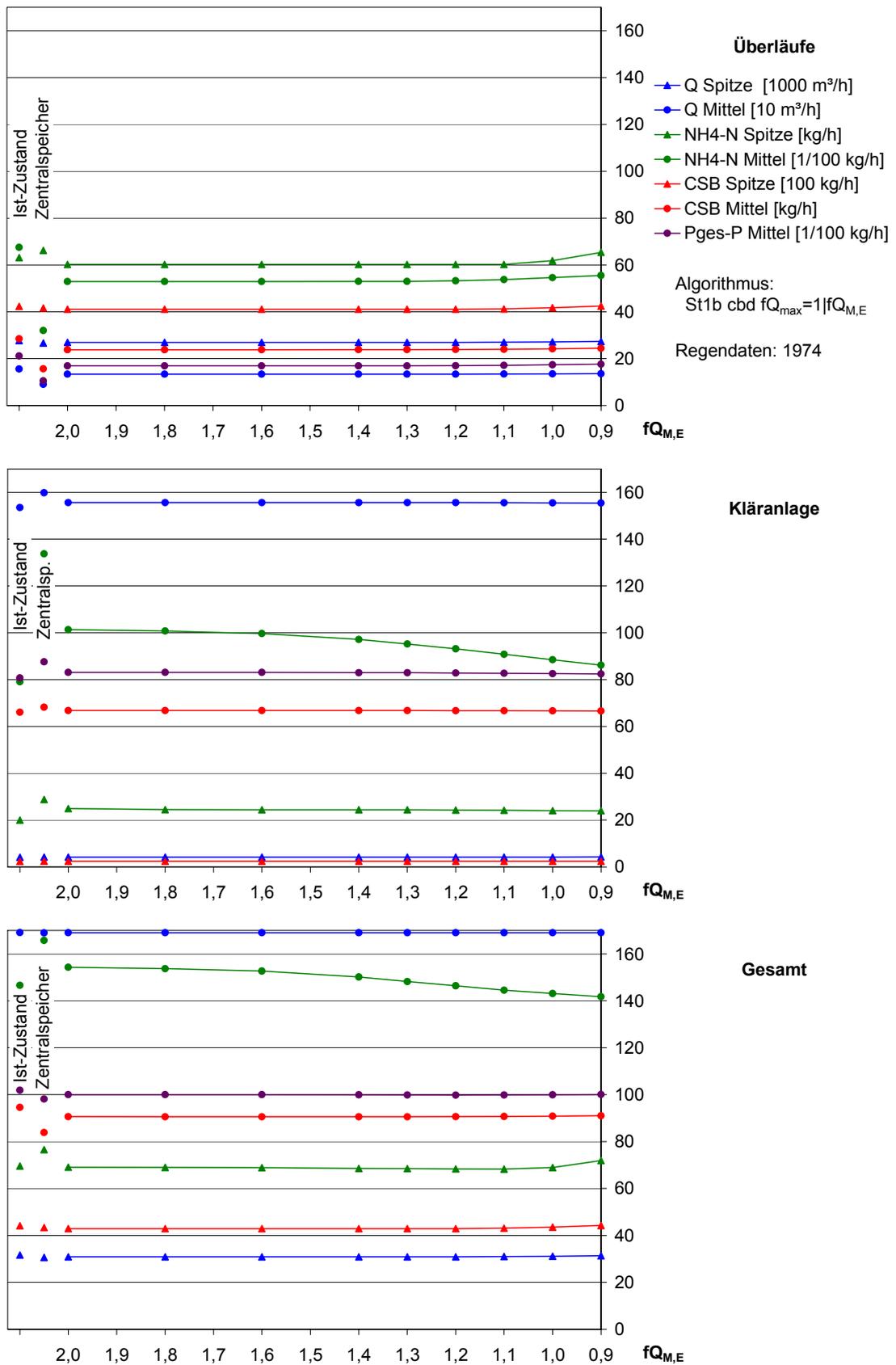


Bild 71: Variation des Kläranlagenzulaufs während der Phase der Speicharentleerung (Algorithmus 1b cbd)

Für  $fQ_{\max} = 1, 1,3$  und  $1,6$  (vgl. Bild 70) wurden Berechnungen durchgeführt, bei denen der Mischwasserzulauf zur Kläranlage in der Phase der Speicherentleerung  $Q_{M,E}$  reduziert wurde. Dazu wurde der Faktor  $fQ_{M,E}$  zwischen  $2,0$  und  $0,9$  variiert ( $Q_{M,E} = \max(Q_{Zu,ges}; fQ_{M,E} \cdot Q_{T,d,aM,16})$ ). In Bild 71 sind die Rechenergebnisse exemplarisch für  $fQ_{\max} = 1$  dargestellt (Steuerungsalgorithmus 1b cbd). Zum Vergleich sind außerdem der Ist-Zustand und das Zentralspeicherszenario dargestellt. Der Rechnung lagen Regendaten des Jahres 1974 zugrunde.

Eine Reduktion von  $fQ_{M,E}$  hat bis zu einem Wert von  $1,2$  keine negativen Einflüsse auf die Überlauffrachten. Auf der Kläranlage bewirkt eine Reduktion von  $fQ_{M,E}$  eine deutliche Reduktion der mittleren Ammonium-Ablauffrachten und eine sehr geringe Reduktion der Ammonium-Spitzenablauffrachten und der mittleren P- und CSB-Ablauffrachten. Die Gesamtemissionen steigen ab einem Wert von  $1,0$  für alle betrachteten Kriterien mit Ausnahme Ammoniums wieder geringfügig an. Als ein optimaler Wert wird daher  $fQ_{M,E} = 1,1$  erachtet. Diese Variante ist bezüglich Gesamtemissionen in allen Kriterien besser als der Ist-Zustand! Für  $fQ_{\max} = 1,3$  und  $fQ_{\max} = 1,6$  liegt der optimale Wert für  $fQ_{M,E}$  bei  $1,2$ . In Bild 72 sind die Ergebnisse der drei optimalen Varianten dargestellt. Es wird ersichtlich, dass durch eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke eine weitere Reduktion der Gesamtemissionen erreicht werden kann.

### 8.1.5.1.e Fazit Speicherauslastungsszenarien

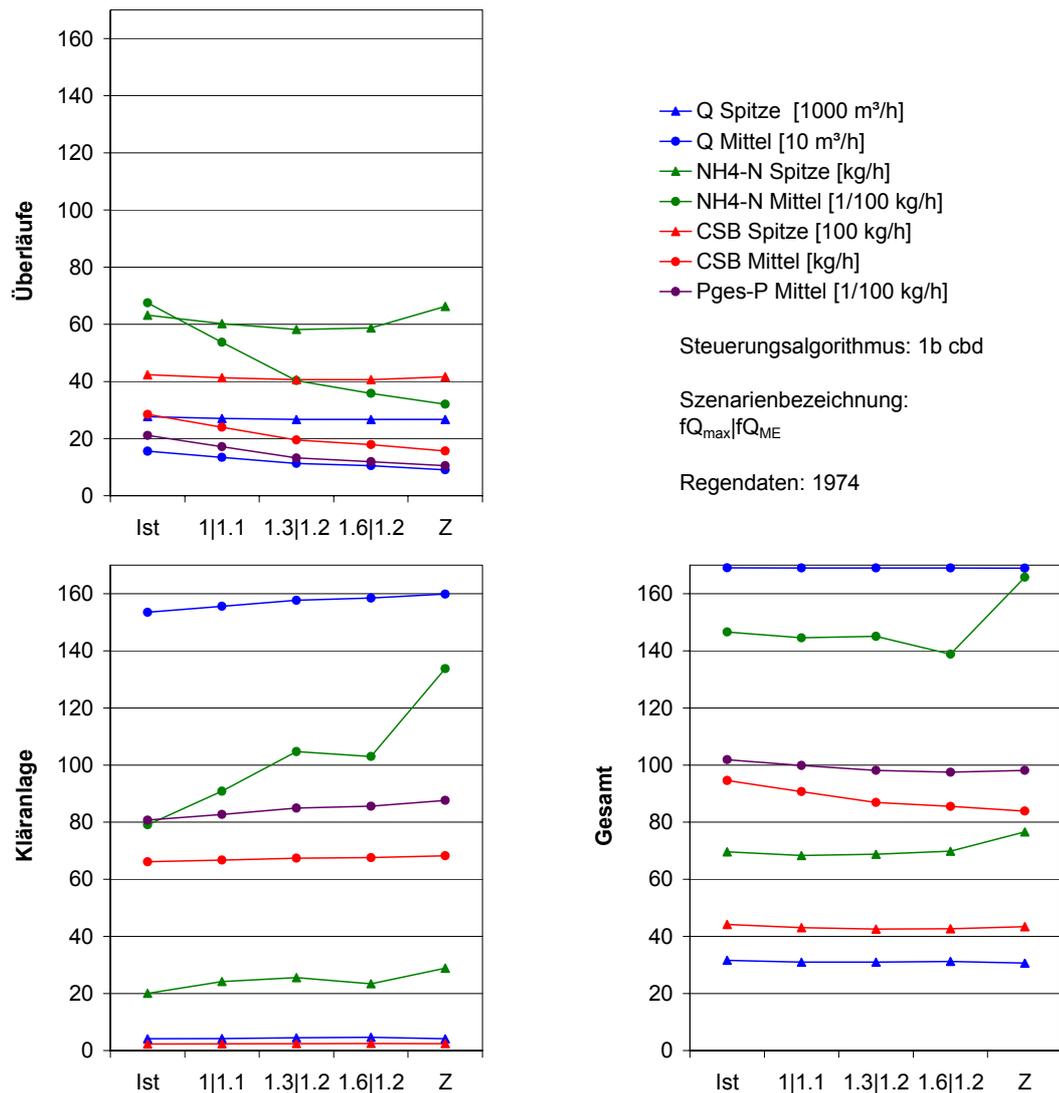
Es gibt nur geringe Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Algorithmen. Die besten Ergebnisse wurden mit Algorithmus 1b cbd erzielt.

Das fiktive Zentralspeicherszenario stellt lediglich bezüglich der mittleren Überlauffrachten und der mittleren CSB-Gesamtemissionen eine optimale Lösung dar. Bezüglich der Spitzenüberlauffrachten, der Spitzengesamtemissionen und der mittleren Ammonium-Gesamtemissionen sind die realen Steuerungsszenarien z.T. deutlich besser.

Alle Algorithmen reduzieren die Überlauffrachten auf Kosten der Kläranlage, wenn sie mit einem konstanten Kläranlagenzulauf von  $Q_M = 2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$  arbeiten. Insgesamt führen sie dann zwar zu einer leichten Reduktion der CSB- und P-Emissionen, im Gegenzug aber zu einer deutlichen Erhöhung der Ammonium-Emissionen. Dieser Effekt wird stärker, wenn man die maximale Förderleistung der Pumpwerke erhöht.

Wird jedoch der Kläranlagenzulauf in der Phase der Speicherentleerung reduziert (optimal: auf  $1,1$  bis  $1,2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ), ist es möglich, die Gesamtemissionen bezüglich aller Kriterien zu senken! Eine Erhöhung der maximalen Förderleistungen der Pumpwerke führt in diesem Fall zu einer weiteren Reduktion der Gesamtemissionen (Bild 72).

## 8.1. Detaillierte Ergebnisse der einzelnen Szenarien



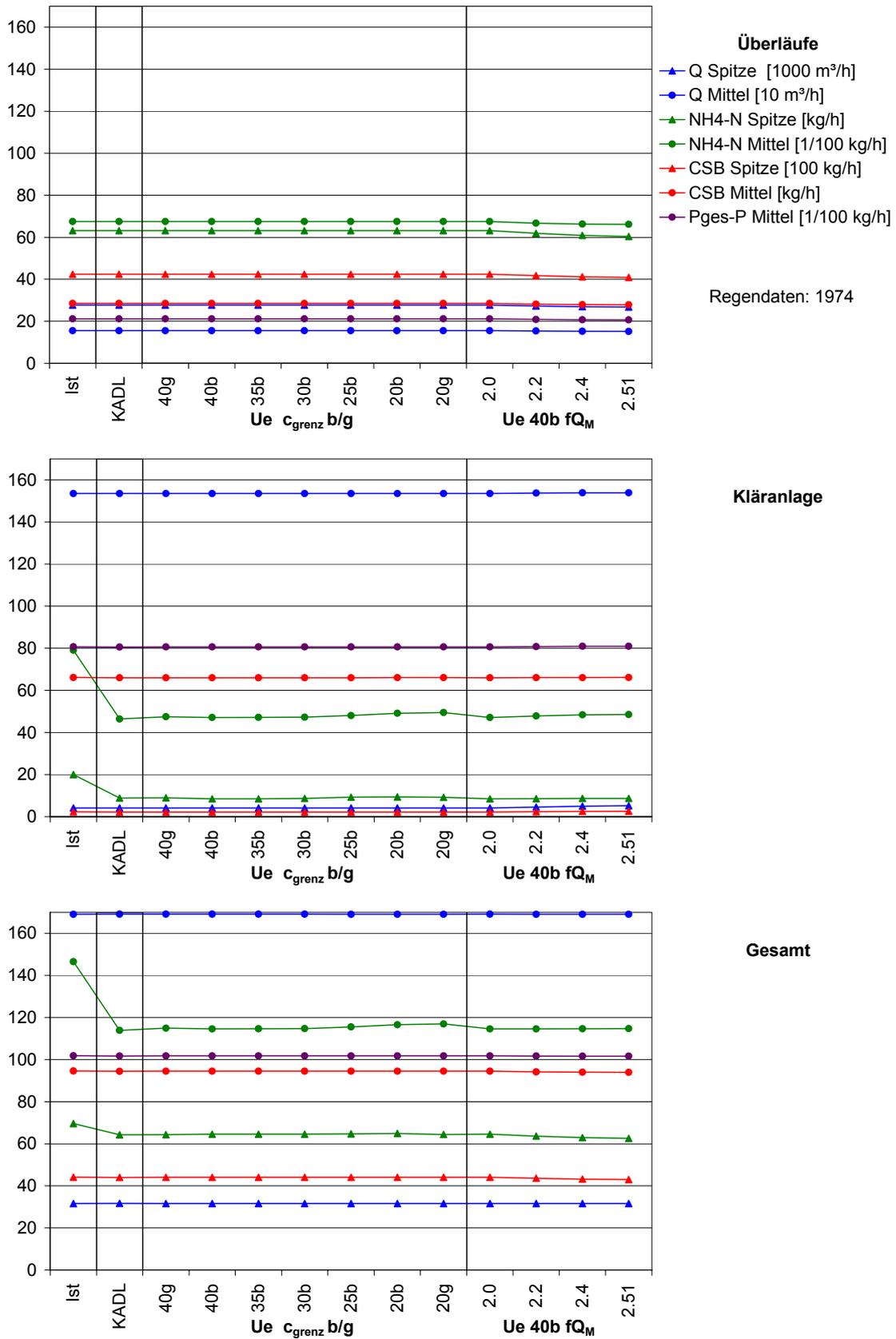
**Bild 72: Optimale Steuerungsvarianten**

Alle Algorithmen reduzierten die Notauslässe im Trennsystem stärker, als die Überläufe im Mischsystem. Besonders positiv wirkt sich diesbezüglich eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke aus.

### 8.1.5.2 Szenarien zur Verminderung des Frachtstoßeffektes (Überholspur-szenarien)

In Bild 73 ist ganz links zum Vergleich der Ist-Zustand dargestellt. Da die Überholspur-szenarien den durch das Druckrohrleitungsnetz verursachten Frachtstoß vermindern, ist ebenfalls zum Vergleich das Szenario KADL (Rechnung ohne Druckrohrleitungen) dargestellt. Im daran anschließenden Block aus sieben Überholspur-szenarien wird der Einfluss der Grenzkonzentration (Umschaltung auf den Mischwasserförderweg) dargestellt. Im Block ganz rechts wird der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage erhöht.

## 8. Ergebnisse



**Bild 73: Ergebnisse der Überholspurszenarien, Steuerung der Fördermengen wie im Ist-Zustand**

### 8.1.5.2.a Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz

Die Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz hat keinen Einfluss auf die Überläufe. Die Hydraulik wird ebenfalls nicht beeinflusst. An der Kläranlage sind der Einfluss auf den CSB und P minimal, da die Kläranlage bezüglich dieser Parameter auch im Ist-Zustand genug Leistungsreserven hat. Auf die Ammonium-Emissionen der Kläranlage hat das Szenario erheblichen Einfluss: Die Frachtspitze wird auf 44 % reduziert, das Mittel auf 64 %. Insgesamt hat das Szenario einen deutlich positiven Einfluss auf die Ammonium-Emissionen ohne jeglichen negativen Einfluss auf andere Parameter.

### 8.1.5.2.b Einfluss der Grenzkonzentration

Die Variation der Grenzkonzentration hat weder auf die Überläufe, noch auf die Hydraulik einen Einfluss. Die Ammonium-Emissionen der Kläranlage sinken, wenn die Grenzkonzentration größer wird (Ue20b → Ue40b), d. h., es ist von Vorteil, möglichst früh auf den Mischwasserförderweg umzuschalten (eine berechnete Grenzkonzentration größer 40 mg/l ist nicht möglich, da diese auch bei Trockenwetter unterschritten würde).

Die Verwendung der gemessenen statt der berechneten Konzentration bringt keine Vorteile (Ue40g ↔ Ue40b). Daher wird in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung das Szenario Ue40b verwendet. Dieses reale Szenario schneidet nicht schlechter ab, als das fiktive Szenario ohne Druckrohrleitungen.

### 8.1.5.2.c Erhöhung des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage

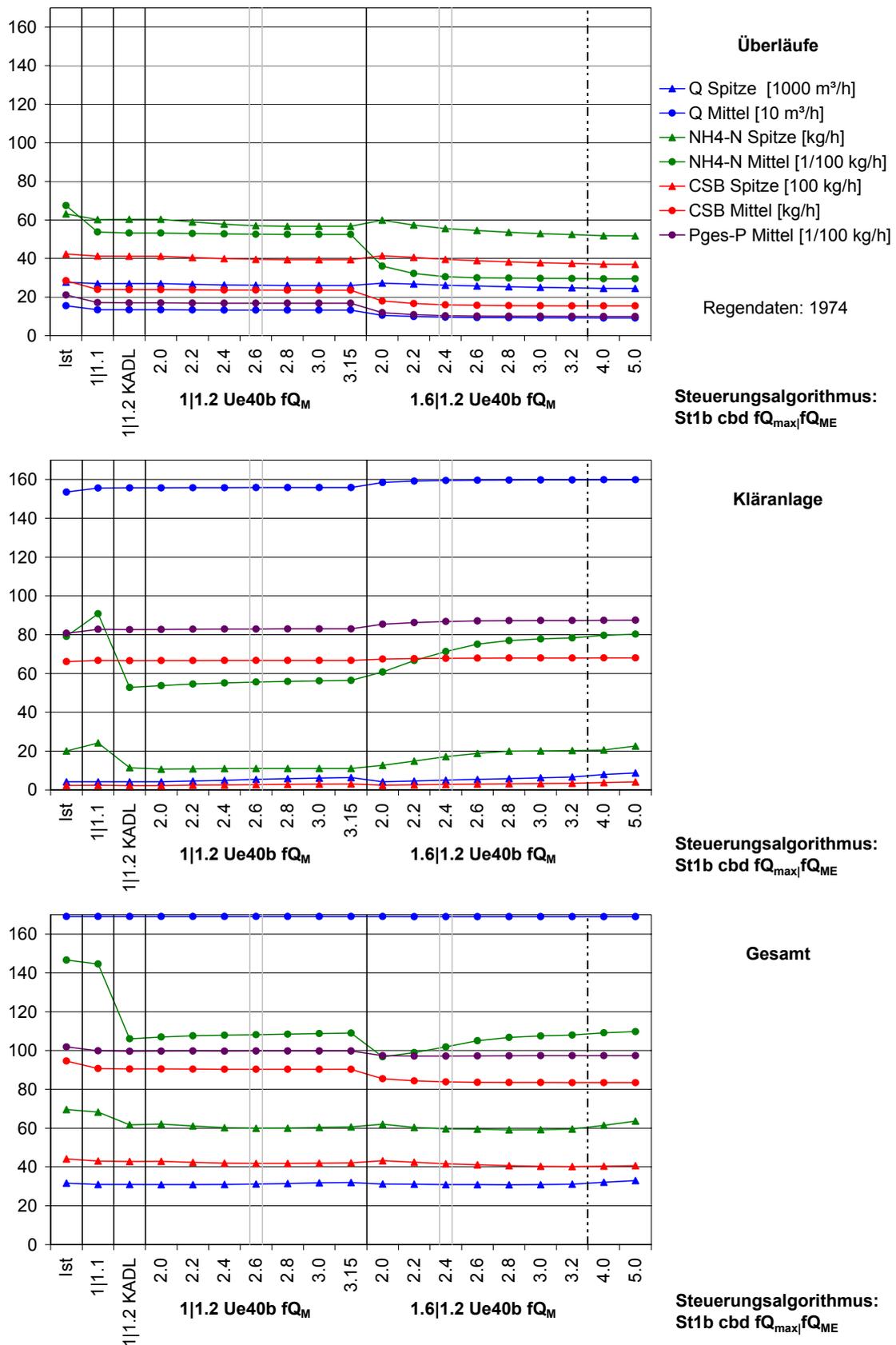
Die Erhöhung des maximalen Mischwasserzuflusses der Kläranlage ( $Q_M = f_{Q_M} \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) führt dazu, dass die Emissionen aus Überläufen abnehmen (insbesondere die Spitzenfrachten). Im Gegenzug steigen die Emissionen der Kläranlage, insbesondere bezüglich Ammonium. Mit den Regelfördermengen der Pumpwerke kann  $Q_M$  die 2,5 fache Trockenwetterspitze nicht überschreiten. Bis zu diesem Wert sinken die Gesamtemissionen leicht.

### 8.1.5.2.d Fazit Überholspurszenarien

Die Überholspurszenarien haben keinen Einfluss auf die Überläufe und die Hydraulik. Der Einfluss auf die CSB-Emissionen der Kläranlage ist sehr gering. Die Ammonium-Emissionen der Kläranlage werden sehr stark gesenkt (Spitze auf 40 %, Mittel auf 65 %).

Es ist von Vorteil, möglichst früh auf den Mischwasserförderweg umzuschalten. Dabei macht es keinen Unterschied, ob dazu eine gemessene oder eine berechnete Konzentration verwendet wird.

## 8. Ergebnisse



**Bild 74: Ergebnisse der Überholspurszenarien, Steuerung der Fördermengen nach Algorithmus 1b cbd**

Das reale Überholspurszenario Ue40b schneidet nicht schlechter ab als das fiktive Szenario ohne Druckrohrleitungen KADL.

Die Erhöhung des maximalen Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage (eine ausreichende Leistung der Nachklärung vorausgesetzt) führt zu einer Verlagerung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage. Bei einer Erhöhung bis zur 2,5-fachen Trockenwetterspitze sinken die Gesamtemissionen leicht.

### 8.1.5.3 Kombination der beiden Strategien

In Bild 74 werden die Überholspurszenarien mit den Steuerungsszenarien zur optimierten Speicherauslastung kombiniert. Links sind zum Vergleich der Ist-Zustand und das Szenario St1b cbd 1|1.1 ( $fQ_{\max} = 1$ ,  $fQ_{M,E} = 1.1$ ) dargestellt. Daran anschließend wird das Szenario St1b cbd 1|1.2 mit dem Szenario KADL und dem Szenario Ue40b kombiniert, wobei der maximale Mischwasserzulauf der Kläranlage ( $Q_M$ ) erhöht wird. Im rechten Block wurde die maximale Förderleistung mit dem Faktor 1,6 erhöht. Das Szenario St1b cbd 1.6|1.2 ( $fQ_{\max} = 1$ ,  $fQ_{M,E} = 1,2$ ) wurde mit dem Szenario Ue40b kombiniert und der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage ( $Q_M = fQ_M \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) wurde erhöht.

#### 8.1.5.3.a Variation des Kläranlagenzulaufs während der Phase der Speicherentleerung

In Kapitel 8.1.5.1.d wird der Kläranlagenzulauf während der Phase der Speicherentleerung gesenkt, um die Emissionen der Kläranlage zu senken. Da die Überholspurszenarien die Kläranlage deutlich entlasten, wurden auch für die Kombinationen aus Speicherauslastungsszenarien und Überholspurszenarien Variationsrechnungen für den Parameter  $fQ_{M,E}$  durchgeführt, um den optimalen Wert zu finden. Z.B. liegt für das Szenario St1b cbd 1|  $fQ_{M,E}$  Ue40b der optimale Bereich für  $fQ_{M,E}$  zwischen 1,2 und 1,5. Wie zu erwarten, führt die Kombination mit den Überholspurszenarien durch die Entlastung der Kläranlage dazu, dass auch größere Werte für  $fQ_{M,E}$  zu guten Ergebnissen führen. Für das Szenario St1b cbd 1|  $fQ_{M,E}$  Ue40b 2.5 ( $fQ_M = 2,5$ ) liegt der optimale Bereich zwischen 1,0 und 1,3. Durch die Erhöhung von  $fQ_M$  wird die Kläranlage wieder stärker belastet, sodass der optimale Bereich bei kleineren Werten liegt.  $fQ_{M,E} = 1,2$  liegt immer im optimalen Bereich und wurde daher für die folgenden Rechnungen verwendet.

#### 8.1.5.3.b Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz

Durch die Fördermengensteuerung mit dem Ziel einer optimierten Speicherauslastung steigen insbesondere die Ammonium-Emissionen der Kläranlage. Ohne Druckrohr-

leitungsnetz (St1b cbd 1|1.2 KADL) werden diese deutlich gesenkt, sogar deutlich unter die Werte des Ist-Zustandes. Das fiktive Szenario ohne Druckrohrleitungsnetz schneidet nur minimal besser ab, als das reale Überholspurszenario (St1b cbd 1|1.2 Ue40b 2.0).

### **8.1.5.3.c Erhöhung des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage**

Die Erhöhung des maximalen Mischwasserzuflusses der Kläranlage führt dazu, dass die Emissionen aus Überläufen abnehmen (insbesondere die Spitzenfrachten). Im Gegenzug steigen die Emissionen der Kläranlage, insbesondere bezüglich Ammonium. Ohne Erhöhung der maximalen Förderleistungen der Pumpwerke kann  $Q_M$  die 3,15 fache Trockenwetterspitze nicht überschreiten. Der optimale Wert für  $fQ_M$  liegt etwa bei 2,6.

### **8.1.5.3.d Erhöhung des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage und Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke**

Durch die Erhöhung der maximalen Förderleistungen kann der maximal zulässige Mischwasserzufluss auf die Kläranlage deutlich besser ausgenutzt werden. Dementsprechend wirkt sich seine Erhöhung deutlich stärker aus. Der optimale Wert für  $fQ_M$  liegt etwa bei 2,4. Eine Steigerung von  $fQ_M$  bis zu einem Wert von 3 kann sinnvoll sein (eine ausreichende Leistungsfähigkeit der Nachklärung vorausgesetzt), wenn vorwiegend die Überläufe reduziert werden sollen. Im Wesentlichen kommt es zu einer Umverlagerung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage bei nur minimalem Anstieg der Gesamtemissionen.

### **8.1.5.3.e Fazit Kombination der Steuerungsstrategien**

Die Überholspurszenarien gleichen die Nachteile Speicherauslastungsszenarien (stärkere Kläranlagebelastung) mehr als aus. Daher ist eine Kombination äußerst sinnvoll.

Die Erhöhung des maximalen Mischwasserzuflusses zur Kläranlage ( $Q_M$ ) führt zu einer Umverteilung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage.

Eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke führt dazu, dass der maximale Kläranlagenzulauf deutlich besser ausgenutzt werden kann, und somit zu einer stärkeren Umverteilung.

Der optimale Bereich für  $Q_M$  ist das 2,4 – 2,6-fache der Trockenwetterspitze. Eine Steigerung bis zum 3-fachen kann (eine ausreichende Leistungsfähigkeit der Nachklärung vorausgesetzt) bei einem minimalen Anstieg der Gesamtemissionen sinnvoll sein, wenn vorwiegend die Überläufe reduziert werden sollen.

### 8.2 Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse ausgewählter Szenarien, die unterschiedliche Maßnahmen beinhalten, gegeneinander verglichen. Die betrachteten Szenarien sind in Tabelle 34 (S. 179) kurz beschrieben, darüber hinaus kann eine detaillierte Beschreibung aller Szenarien in Kapitel 7 gefunden werden. Für den Vergleich wird im Wesentlichen die aggregierte Darstellungsform der Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse (Bild 75) verwendet. Das Verfahren der Belastungsanalyse und die Ergebnisgrafik sind in Kapitel 5.2.2 beschrieben. Für die Gewichtungen der Belastungsanalyse werden Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Ergänzend zur Belastungsanalyse sind die Ergebnisse als Entscheidungsmatrix (Tabelle 35, siehe auch Kapitel 3) dargestellt. Eine detaillierte Ergebnisbeschreibung aller Szenarien kann in Kapitel 8.1 nachgelesen werden. Durch eine Kombination unterschiedlicher Szenarien wird herausgearbeitet, welche Szenarien sich gegenseitig positiv oder negativ beeinflussen.

#### 8.2.1 Vergleich der Szenarien

##### Speicher im Trennsystem

Da die Speicher unendlich groß angenommen wurden, treten keine Notauslässe mehr im Trennsystem auf. Bei der Variante **SpT** wird die Steuerung der Pumpwerke des Ist-Zustandes (bei Extremereignissen wird die Förderleistung der Mischwasserpumpwerke zugunsten der Pumpwerke der Trennsysteme reduziert) beibehalten. Die Reduktion der Überläufe findet dementsprechend ausschließlich im Trennsystem statt. Insgesamt werden die Überläufe in der Spitze auf  $\approx 96\%$  und im Mittel auf  $\approx 99\%$  reduziert. Bei der Variante **SpT2Qd16** wird den Mischwasserpumpwerken eine Förderleistung in Höhe der zweifachen Trockenwetterspitze ( $2 \cdot Q_{T,d,aM,16}$ ) garantiert. Dementsprechend reduziert diese Variante auch die Überläufe im Mischsystem. Insgesamt werden die Spitzen auf  $\approx 91\%$  und die mittleren Frachten auf  $\approx 97\%$  reduziert. Die Überlaufspitzen werden also deutlich reduziert, die mittlere Frachten jedoch kaum, da die Speicher nur bei seltenen Extremereignissen genutzt werden.

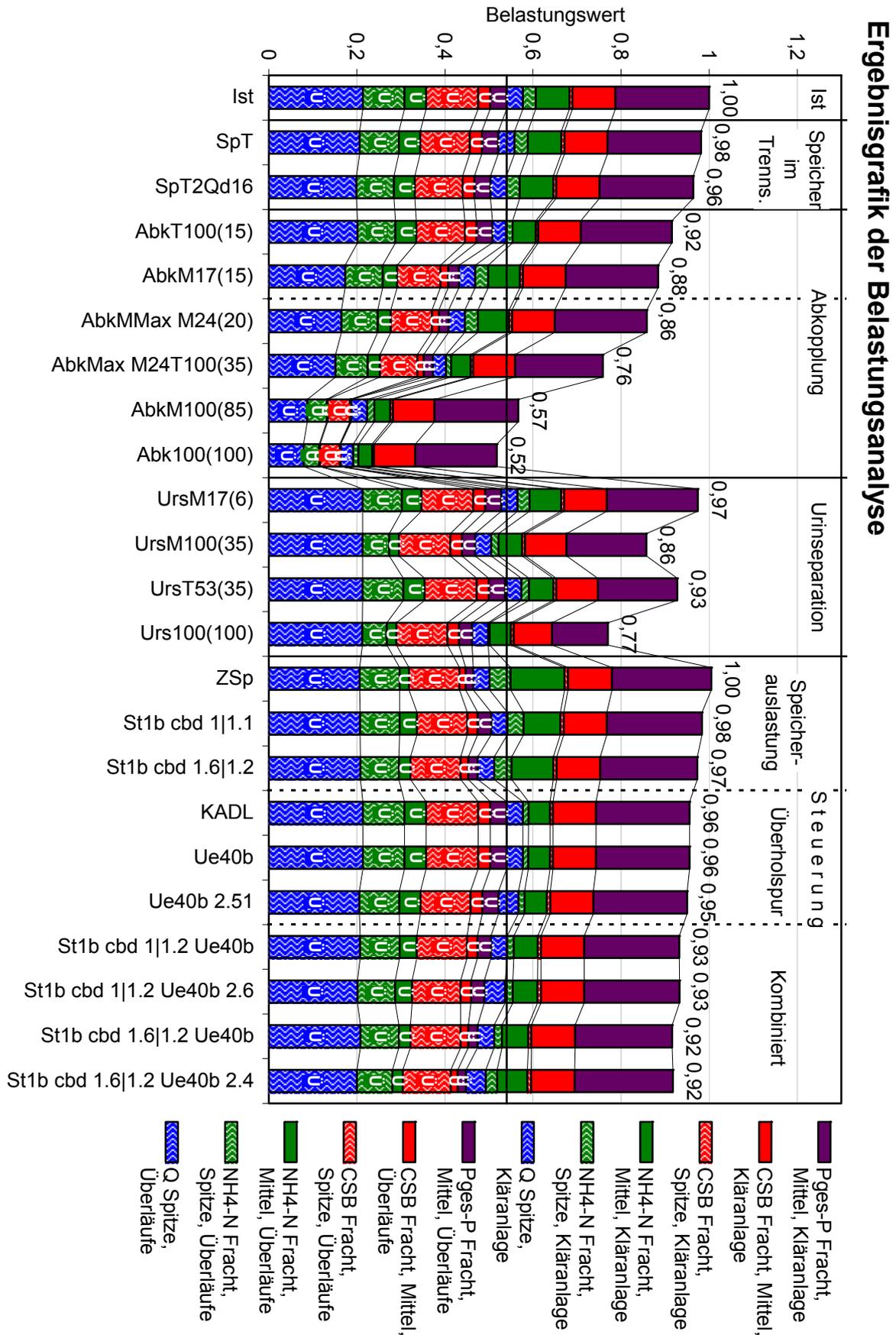


Bild 75: Vergleich der Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse

## 8.2. Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien

	Urnseparationsgrad [% EZ <sub>gas</sub> ]	Abkopplungsgrad [% AEP <sub>gas</sub> ]	Ist	SpT	SpT2Qd16	AbkT100(15)	AbkM17(15)	AbkMMax AbkM24(20)	AbkMax AbkM24T100(35)	AbkM100(85)	Abk100(100)	UrsM17(6)	UrsM100(35)	UrsT53(35)	Urs100(100)	ZSp	St1b cbd 1 1.1	St1b cbd 1.6 1.2	KADL	Ue40b	Ue40b 2.51	St1b cbd 1 1.2 Ue40b	St1b cbd 1 1.2 Ue40b 2.6	St1b cbd 1.6 1.2 Ue40b	St1b cbd 1.6 1.2 Ue40b 2.4	Min	Max	
<b>Q Spitze</b>																												
<b>Gesamt</b>			<b>27750</b>	<b>97%</b>	<b>94%</b>	<b>91%</b>	<b>84%</b>	<b>80%</b>	<b>71%</b>	<b>44%</b>	<b>39%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>98%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>97%</b>	<b>99%</b>	<b>98%</b>	<b>97%</b>	<b>39%</b>	<b>100%</b>	
Katranlage	m <sup>3</sup> /h		4148	100%	100%	84%	100%	100%	81%	98%	77%	100%	100%	100%	100%	101%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	77%	130%	
Summe Entlastung	m <sup>3</sup> /h		24053	97%	93%	94%	81%	77%	71%	41%	37%	100%	100%	100%	100%	97%	97%	98%	100%	100%	97%	94%	98%	94%	37%	100%		
<b>Q Mittel</b>																												
<b>Gesamt</b>	1000 m <sup>3</sup> /a		13898	100%	100%	98%	97%	96%	94%	88%	87%	99%	97%	97%	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	87%	100%	
Katranlage	1000 m <sup>3</sup> /a		13016	100%	100%	99%	99%	99%	97%	94%	92%	99%	97%	97%	91%	103%	101%	102%	100%	100%	100%	101%	101%	102%	103%	91%	103%	
Summe Entlastung	1000 m <sup>3</sup> /a		882	99%	97%	97%	63%	55%	53%	6%	5%	100%	98%	100%	98%	55%	87%	68%	100%	100%	98%	87%	86%	68%	62%	5%	100%	
<b>NH<sub>4</sub>-N Fracht, Spitze</b>																												
<b>Gesamt</b>	g/h		<b>66847</b>	<b>95%</b>	<b>90%</b>	<b>85%</b>	<b>91%</b>	<b>89%</b>	<b>71%</b>	<b>50%</b>	<b>40%</b>	<b>93%</b>	<b>63%</b>	<b>93%</b>	<b>55%</b>	<b>99%</b>	<b>96%</b>	<b>94%</b>	<b>93%</b>	<b>93%</b>	<b>91%</b>	<b>88%</b>	<b>87%</b>	<b>86%</b>	<b>83%</b>	<b>40%</b>	<b>100%</b>	
Katranlage	g/h		18979	102%	99%	49%	99%	99%	40%	54%	39%	93%	56%	59%	11%	161%	122%	133%	44%	40%	46%	51%	57%	60%	86%	11%	161%	
Summe Entlastung	g/h		60432	94%	89%	91%	90%	87%	76%	46%	38%	94%	64%	97%	58%	95%	95%	92%	100%	100%	96%	94%	90%	92%	85%	38%	100%	
<b>NH<sub>4</sub>-N Fracht, Mittel</b>																												
<b>Gesamt</b>	kg/a		<b>9499</b>	<b>100%</b>	<b>99%</b>	<b>80%</b>	<b>84%</b>	<b>80%</b>	<b>59%</b>	<b>31%</b>	<b>26%</b>	<b>93%</b>	<b>60%</b>	<b>83%</b>	<b>56%</b>	<b>115%</b>	<b>99%</b>	<b>97%</b>	<b>78%</b>	<b>79%</b>	<b>79%</b>	<b>75%</b>	<b>76%</b>	<b>69%</b>	<b>73%</b>	<b>26%</b>	<b>115%</b>	
Katranlage	kg/a		5787	100%	101%	70%	94%	93%	58%	48%	41%	94%	70%	72%	63%	161%	110%	125%	64%	65%	67%	71%	74%	78%	90%	41%	161%	
Summe Entlastung	kg/a		3712	99%	97%	97%	67%	60%	57%	5%	3%	91%	45%	99%	44%	43%	81%	54%	100%	100%	98%	80%	79%	54%	47%	3%	100%	
<b>CSB Fracht, Spitze</b>																												
<b>Gesamt</b>	kg/h		<b>3906</b>	<b>96%</b>	<b>92%</b>	<b>92%</b>	<b>84%</b>	<b>80%</b>	<b>72%</b>	<b>43%</b>	<b>38%</b>	<b>100%</b>	<b>99%</b>	<b>100%</b>	<b>98%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>95%</b>	<b>97%</b>	<b>93%</b>	<b>38%</b>	<b>100%</b>	
Katranlage	kg/h		218	100%	97%	78%	100%	101%	76%	89%	68%	100%	100%	99%	97%	111%	107%	110%	98%	98%	110%	104%	116%	108%	130%	68%	130%	
Summe Entlastung	kg/h		3743	96%	92%	93%	83%	79%	72%	43%	38%	100%	99%	100%	98%	97%	97%	97%	100%	100%	96%	97%	94%	97%	93%	38%	100%	
<b>CSB Fracht, Mittel</b>																												
<b>Gesamt</b>	t/a		<b>728</b>	<b>100%</b>	<b>99%</b>	<b>99%</b>	<b>92%</b>	<b>90%</b>	<b>88%</b>	<b>77%</b>	<b>76%</b>	<b>99%</b>	<b>96%</b>	<b>97%</b>	<b>91%</b>	<b>91%</b>	<b>97%</b>	<b>93%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>93%</b>	<b>92%</b>	<b>76%</b>	<b>100%</b>	
Katranlage	t/a		568	100%	100%	99%	100%	100%	97%	96%	96%	99%	96%	96%	89%	102%	101%	101%	100%	100%	100%	101%	101%	101%	102%	89%	102%	
Summe Entlastung	t/a		160	99%	97%	97%	64%	57%	54%	5%	4%	99%	96%	100%	95%	51%	85%	64%	100%	100%	98%	85%	84%	64%	4%	100%		
<b>P<sub>ges</sub>-P Fracht, Mittel</b>																												
<b>Gesamt</b>	kg/a		<b>7832</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>97%</b>	<b>94%</b>	<b>92%</b>	<b>88%</b>	<b>77%</b>	<b>75%</b>	<b>97%</b>	<b>84%</b>	<b>87%</b>	<b>62%</b>	<b>97%</b>	<b>99%</b>	<b>97%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>99%</b>	<b>99%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>62%</b>	<b>100%</b>	
Katranlage	kg/a		6662	100%	100%	97%	99%	98%	94%	89%	87%	97%	85%	85%	60%	106%	102%	104%	100%	100%	100%	102%	102%	104%	105%	60%	106%	
Summe Entlastung	kg/a		1170	99%	97%	97%	66%	59%	56%	5%	4%	96%	79%	100%	79%	46%	82%	57%	100%	100%	98%	82%	81%	57%	51%	4%	100%	
<b>Mittlere Reduktion der Spitzen auf Summe Entlastungen</b>																												
<b>Mittlere Reduktion der Mittel auf Summe Entlastungen</b>																												
			<b>100%</b>	<b>99%</b>	<b>97%</b>	<b>97%</b>	<b>66%</b>	<b>59%</b>	<b>56%</b>	<b>5%</b>	<b>4%</b>	<b>96%</b>	<b>73%</b>	<b>100%</b>	<b>73%</b>	<b>47%</b>	<b>83%</b>	<b>58%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>98%</b>	<b>82%</b>	<b>81%</b>	<b>58%</b>	<b>52%</b>	<b>4%</b>	<b>100%</b>	

Tabelle 35: Vergleich der Szenarien, Prozent des Ist-Zustandes

Die in Anspruch genommenen Speichervolumina, bei denen im Szenario SpT2Qd16 (SpT) keine Notauslässe auftreten, betragen  $\approx 40000 \text{ m}^3$  ( $23000 \text{ m}^3$ ). Zum Vergleich: Alle im System vorhandenen Speichervolumina (Trennsystem + Mischsystem, Pumpwerke + Speicher + Kanal) betragen in der Summe nur knapp  $12000 \text{ m}^3$  (!). Pumpwerke und Speicher kommen in der Summe nur auf knapp  $3000 \text{ m}^3$  (siehe Bild 61, S. 183). Um im Szenario SpT die Notauslässe in den 30 gerechneten Jahren gänzlich zu verhindern, müsste etwa das 8-fache des im modellierten System vorhandenen Volumens (Pumpwerke und Becken) hinzugebaut werden. Der Speicherbedarf des Szenarios SpT2Qd16 ist also etwa der doppelte des Szenarios SpT.

Man würde vermuten, dass die Szenarien einen negativen Einfluss auf die Kläranlage (insbesondere bezüglich Ammonium) haben, da das gespeicherte Wasser dort zusätzlich behandelt werden muss. Dem ist jedoch aus den in Kapitel 8.1.2 dargelegten Gründen nicht so.

Insgesamt reduziert das Szenario SpT den Belastungswert auf 98% und das Szenario SpT2Qd16 auf 96%.

### **Abkopplung von Fehlschlüssen im Trennsystem ↔ Speicher im Trennsystem**

Beim Abkopplungsszenario **AbkT100** werden 100% der fehlangeschlossenen Fläche abgekoppelt. Die Notauslässe im Trennsystem werden dadurch von 69 auf 6 in 30 Jahren reduziert. Dass die Notauslässe nicht gänzlich ausbleiben, liegt daran, dass in dem Szenario der ungünstige Fall angenommen wurde, dass die Überläufe aller Rigolen an den S-Kanal angeschlossen blieben. In Realität würde man versuchen, diese wenn möglich oberirdischen Gewässern zuzuführen.

Die Reduktion der Überläufe fällt insgesamt minimal geringer aus, als im Speicherszenario SpT2Qd16, dem unendlich große Speichervolumina zugrunde lagen. Sie fällt jedoch deutlich größer aus als beim Szenario SpT. Um wie im Abkopplungsszenario auf eine Notauslasshäufigkeit von 1 in 5 Jahren zu kommen, würden beim Szenario SpT2Qd16 (SpT) immer noch  $\approx 13000 \text{ m}^3$  ( $6500 \text{ m}^3$ ) zusätzliches Speichervolumen im Trennsystem benötigt. Dies entspricht etwa dem vierfachen (doppelten) des im gesamten modellierten System (Trenn- und Misch-) in Pumpwerken und Speichern bereits vorhandenen Volumens.

Die maximale Förderleistung der Mischwasserpumpwerke ist auf die zweifache Trockenwetterspitze begrenzt. Im Gegensatz zum Ist-Zustand wird dieser Wert im Abkopplungsszenario in den Trenngebieten und somit auch an der Kläranlage insgesamt nur noch sehr selten erreicht. Daher hat es im Gegensatz zum Speicherszenario deutlich positivere Auswirkungen auf die Kläranlage. Am stärksten ist die Wirkung auf Ammonium: Es wird auf 49% in der Spitze und 70% im Mittel reduziert.

Das Szenario reduziert den Belastungswert insgesamt auf 92 % und somit deutlich stärker, als die Speicherszenarien (98 % bzw. 96 %).

### **Abkopplung im Mischsystem ↔ Abkopplung von Fehlan schlüssen im Trennsystem**

Bei geringen Abkopplungsgraden im Mischsystem werden zunächst die Überläufe reduziert, erst größere Abkopplungsgrade haben einen deutlich positiven Einfluss auf die Kläranlage (siehe Kapitel 8.1.3). Die fehlangeschlossenen Flächen im Trennsystem machen im Verhältnis zu den Einwohnern einen deutlich kleineren Anteil aus, als die undurchlässigen Flächen im Mischsystem. Daher führt die Abkopplung im Trennsystem bereits bei kleineren Abkopplungsgraden zu einer Entlastung der Kläranlage. Im Gegenzug werden die Überläufe weniger stark reduziert. Das Szenario **AbkM17** koppelt 17 % der versiegelten Fläche des Mischsystems ab. Dies entspricht absolut der gleichen Fläche, die das Szenario **AbkT100** im Trennsystem abkoppelt. **AbkM17** reduziert die Überläufe in der Summe deutlich stärker (in der Spitze auf  $\approx 85\%$  und im Mittel auf  $\approx 66\%$ ). Im Gegenzug ist auf der Kläranlage fast kein positiver Effekt bemerkbar (Ammonium Spitze auf 99 %, Mittel auf 94 %). Koppelt man im Trenn- und im Mischsystem also jeweils die gleiche absolute Fläche ab, führt dies dazu, dass die Abkopplung im Trennsystem stärker die Kläranlage entlastet und die Abkopplung im Mischsystem stärker die Überläufe reduziert.

Das Szenario **AbkM17** reduziert den Belastungswert auf 88 % und wird somit insgesamt besser bewertet als **AbkT100** (92 %). Jedoch verbessert es nicht das Problem der Notauslässe im Trennsystem.

### **Maximales Abkopplungspotenzial**

Aufgrund begrenzter Versickerungsflächen im Mischsystem stellt das Szenario **AbkMax\_M24T100** die obere Grenze der Verbesserungen dar, die durch Abkopplung unter günstigen Voraussetzungen erreichbar wären. Es reduziert die Überläufe auf  $\approx 73\%$  in der Spitze und  $\approx 56\%$  im Mittel. Die hydraulische Spitzenbelastung der Kläranlage wird auf 81 % reduziert, die Ammonium-Ablaufmengen werden auf 40 % in der Spitze und 58 % im Mittel reduziert. Bezüglich der Überläufe ist es das Szenario (ausgenommen **Abk100**), das mit Abstand die größten Verbesserungen bringt. Insgesamt reduziert es den Belastungswert am stärksten (auf 76 %), allerdings fast gleichauf mit **Urs100** (77 %, s. u.).

Das fiktive Szenario **Abk100** koppelt 100 % der versiegelten Flächen im Trenn- und Mischsystem ab und stellt die Obergrenze der durch Abkopplung erreichbaren Verbesserungen dar, wenn unbegrenzt Versickerungsflächen zur Verfügung stünden. Die Überläufe werden auf  $\approx 38\%$  in der Spitze und  $\approx 4\%$  im Mittel reduziert. Die

Ammonium Ablauffrachten der Kläranlage werden auf 39% in der Spitze und 41% im Mittel reduziert. Der Belastungswert wird auf 52% reduziert.

Die Erhöhung des Abkopplungsgrades um einen gewissen Prozentsatz führt bei geringen Abkopplungsgraden zu einer geringfügig stärkeren Reduktion des Belastungswertes als bei hohen.

Die Abkopplungsszenarien reduzieren als einzige signifikant die hydraulischen Spitzenbelastungen des Gewässers.

### **Urinseparation ↔ Abkopplung**

Das Szenario **UrsM17** separiert den Urin von 17% der Bevölkerung der Mischgebiete. Wie bei allen Urinseparationsszenarien sind die Verbesserungen am stärksten bei Ammonium, etwas weniger stark bei Phosphor und am geringsten beim CSB. Auf die hydraulischen Spitzen hat die Urinseparation (selbstverständlich) keinen Einfluss. Der Einfluss auf die Überläufe ist deutlich geringer als bei der Abkopplung. Es werden nur die Überlaufkonzentrationen reduziert, nicht die Volumina. An der Kläranlage hingegen schneidet die Urinseparation bezüglich aller Kriterien gleich gut oder besser ab als die Abkopplung. Besonders deutlich ist der Vorteil bei den Ammonium-Spitzen, die auf 93% (vgl. AbkM17: 99%) reduziert werden.

UrsM17 senkt den Belastungswert auf 97%. Zum Vergleich: AbkM17 senkt den Belastungswert auf 88%. Vergleicht man also Urinseparation in einem gewissen Prozentsatz der Haushalte mit Abkopplung des gleichen Prozentsatzes, ist die Abkopplung deutlich effektiver.

### **Urinseparation im Trennsystem ↔ Urinseparation im Mischsystem**

Die Szenarien UrsM100 und UrsT53 separieren den Urin der gleichen absoluten Anzahl Einwohner im Misch- und im Trennsystem. Bezüglich der Überläufe ist die Urinseparation im Mischsystem eindeutig im Vorteil, da dort weitaus größere Volumina entlastet werden und eine Konzentrationsminderung sich somit stärker auf die Überlauffrachten auswirkt. Bezüglich der Kläranlage gibt es praktisch keine Unterschiede. Insgesamt ist die Urinseparation bei gleicher Anzahl der Einwohner im Mischsystem deutlich im Vorteil (Belastungswert 86% ↔ Trennsystem: Belastungswert 39%).

### **Maximales Potenzial der Urinseparation**

Das Szenario Urs100 separiert den Urin von 100% der Einwohner im Misch- und Trennsystem. Es stellt die obere Grenze der durch Urinseparation erreichbaren Verbesserungen dar. Dieses Szenario hat eindeutig die größten positiven Auswirkungen auf

die Kläranlage. Besonders stark werden die Ammonium-Spitzenemissionen reduziert (auf 11%). Bezüglich der Gesamtemissionen ist das Potenzial fast so groß wie das der Abkopplung (Belastungswert 77% ↔ Abkopplung: Belastungswert 76%).

Die Effektivität der Urinseparation ist bei niedrigen Separationsgraden minimal höher, als bei und hohen.

### **Steuerungsszenarien mit dem Ziel einer optimalen Speicherauslastung**

Das fiktive Zentralspeicherszenario (**ZSp**) reduziert die mittleren Überlauffrachten drastisch auf  $\approx 44\%$ . Die Spitzen werden weitaus weniger auf  $\approx 96\%$  reduziert. Das Wasser, das nicht entlastet, muss in der Kläranlage behandelt werden, deren Emissionen ansteigen (besonders stark beim Ammonium, Mittel und Spitze auf 161%!), sodass das Szenario insgesamt etwas schlechter abschneidet, als der Ist-Zustand. Die Frachten werden also nur von den Überläufen auf die Kläranlage verlagert. Dies trifft im Prinzip auf alle Steuerungsszenarien zu, die das Ziel einer optimalen Speicherauslastung haben. Es war allerdings möglich, auch die Gesamtemissionen zu reduzieren, indem in der Phase der Speicherentleerung der maximale Kläranlagenzulauf auf die etwa 1,2 fache Trockenwetterspitze begrenzt wurde (**St1b cbd 1|1.1**, **St1b cbd 1.6|1.2**). Beide Szenarien reduzieren die Überlaufspitzen im gleichen (geringen) Maße wie das Zentralspeicherszenario. Ohne Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke (**St1b cbd 1|1.1**) können die mittleren Überlauffrachten auf  $\approx 83\%$  reduziert werden. Erhöht man die maximale Förderleistung mit dem Faktor 1,6, werden sie sogar auf  $\approx 58\%$  reduziert und kommen damit recht nah an das Zentralspeicherszenario heran. Notüberläufe im Trennsystem werden stärker reduziert, als Überläufe im Mischsystem. Besonders positiv wirkt sich diesbezüglich eine Erhöhung der maximalen Förderleistung der Pumpwerke aus. Der Belastungswert wird auf 98% (**St1b cbd 1|1.1**) bzw. 97% (**St1b cbd 1.6|1.2**) gesenkt.

### **Überholspurszenarien**

Diese Szenarien reduzieren den Frachtstoß auf die Kläranlage, der durch das Druckrohrleitungsnetz entsteht, indem im Regenwasserfall eine andere Druckrohrleitung verwendet wird als im Trockenwetterfall. Dadurch können im Szenario **Ue40b** die Ammonium-Emissionen der Kläranlage deutlich auf 40% in der Spitze und 64% im Mittel reduziert werden. Dabei schneidet dieses reale Szenario nicht schlechter ab als das fiktive Vergleichsszenario **KADL**, bei dem die Druckrohrleitungen entfernt wurden und die Pumpwerke direkt auf die Kläranlage fördern.

Die deutliche Entschärfung der Frachtstoßproblematik eröffnet die Möglichkeit, den maximalen Mischwasserzufluss zur Kläranlage zu erhöhen (auf die 2,5 fache Trockenwetterspitze im Szenario **Ue40b 2.51**), sofern dies nicht die Leistungsfähigkeit der

Nachklärung übersteigt. Dieses Vorgehen führt im Wesentlichen zu einer Verlagerung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage.

Der Belastungswert wird durch die genannten Szenarien (KADL, Ue40b, Ue40b 2.51) auf  $\approx 96\%$  reduziert.

### **Kombination der beiden Steuerungsstrategien**

Eine Kombination der Überholspurszenarien mit einer Steuerung zur optimierten Speicherauslastung führt zu einer weiteren Reduktion der Gesamtemissionen (**St1b cbd 1|1.2 Ue40b** und **St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b**). Auch in diesem Fall ist durch eine Erhöhung des maximalen Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage eine Verlagerung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage möglich (**St1b cbd 1|1.2 Ue40b 2.6** und **St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b 2.4**). Der Belastungswert der Szenarien wird auf 93% (ohne Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke, **St1b cbd 1|1.2 Ue40b** und **St1b cbd 1|1.2 Ue40b 2.6**) bzw. 92% reduziert (mit Erhöhung der Förderleistung der Pumpwerke, **St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b** und **St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b 2.6**).

Der optimale Bereich für  $Q_M$  ist das 2,4 bis 2,6-fache der Trockenwetterspitze. Eine Steigerung bis zum dreifachen kann (eine ausreichende Leistungsfähigkeit der Nachklärung vorausgesetzt) bei einem minimalen Anstieg der Gesamtemissionen sinnvoll sein, wenn vorwiegend die Überläufe reduziert werden sollen.

### **Maximales Potenzial durch Steuerung**

Das in Bild 75 ganz rechts dargestellte Szenario (**St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b 2.4**) demonstriert, wie weit die Überläufe durch Steuerung reduziert werden können, ohne dabei die Kläranlage stärker zu belasten als im Ist-Zustand. Es erhöht die maximale Förderleistung der Pumpwerke mit dem Faktor 1,6 und den maximalen Mischwasserzufluss auf die Kläranlage auf die 2,4-fache Trockenwetterspitze. Dadurch werden die Überläufe in der Spitze auf  $\approx 91\%$  und im Mittel auf  $\approx 52\%$  reduziert. Der Belastungswert wird auf 92% reduziert.

Die Effekte des Szenarios sind mit einer Abkopplung von  $\approx 12\%$  der versiegelten Flächen im Mischsystem (entspricht  $\approx 10\%$  der insgesamt im System abgebildeten Flächen) vergleichbar.

### 8.2.2 Sensitivitätsanalysen

Die Methodik der Sensitivitätsanalysen und deren grafische Darstellung sind in Kapitel 5.2.3 beschrieben. Die Ergebnisse der ersten Sensitivitätsanalyse dieses Kapitels werden ebenfalls recht ausführlich dargestellt. Bei den folgenden Sensitivitätsanalysen werden nur die wesentlichen Ergebnisse herausgearbeitet.

Stelle man alle Szenarien in der Sensitivitätsanalyse dar, könnte man aufgrund der Vielzahl der Grafen nichts mehr erkennen. Daher wurden im Folgenden ausgewählte Szenarien dargestellt, die mit Hinblick auf die im Fazit (Kapitel 9) getroffenen Aussagen von besonderer Wichtigkeit sind.

#### 8.2.2.1 Variation der Gewichtung der hydraulischen Spitzenbelastung

Für diese Sensitivitätsanalyse (Bild 76) werden die Gewichtungen der hydraulischen Spitzenbelastungen variiert und alle anderen Gewichtungen angepasst.

- Durch eine höhere Gewichtung der hydraulischen Spitzenbelastung sinkt der Belastungswert der Abkopplungsszenarien AbkM17 und AbkM24T100. Interessanterweise steigt der Belastungswert des Szenarios AbkT100, obwohl es die hydraulischen Spitzenbelastungen deutlich reduziert. Das liegt daran, dass das Szenario die Belastung bezüglich anderer Kriterien (insbesondere Ammonium an der Kläranlage) noch stärker reduziert und die Gewichtungen dieser Kriterien proportional verringert werden.
- Das Szenario SpT2Qd16 reduziert die hydraulischen Spitzenbelastungen stärker als andere Kriterien, daher sinkt der Graf ebenfalls. Dennoch bleibt die Abkopplung im Trennsystem gegenüber der Speicherung in jedem Fall die bevorzugte Variante.
- Bei allen anderen Szenarien werden die hydraulischen Spitzenbelastungen gar nicht oder nur sehr wenig reduziert, sodass diese bei maximaler Gewichtung dieses Kriteriums den Belastungswert 1 erreichen oder fast erreichen.
- AbkM17 wird in jedem Fall gegenüber UrsM17 deutlich bevorzugt, das bedeutet, dass die Abkopplung eines gewissen Prozentsatzes der versiegelten Fläche im Mischsystem in jedem Fall deutlich vorteilhafter ist als Urinseparation im gleichen Prozentsatz der Haushalte.
- Wenn die hydraulischen Spitzenbelastungen weniger stark gewichtet werden, ist die durch Urinseparation maximal erreichbare Verbesserung (Urs100) größer als die durch Abkopplung maximal erreichbaren Verbesserungen (Abk\_Max\_M24T100). Umgekehrt führt eine stärkere Gewichtung zum deutlichen Vorteil für die Abkopplung.

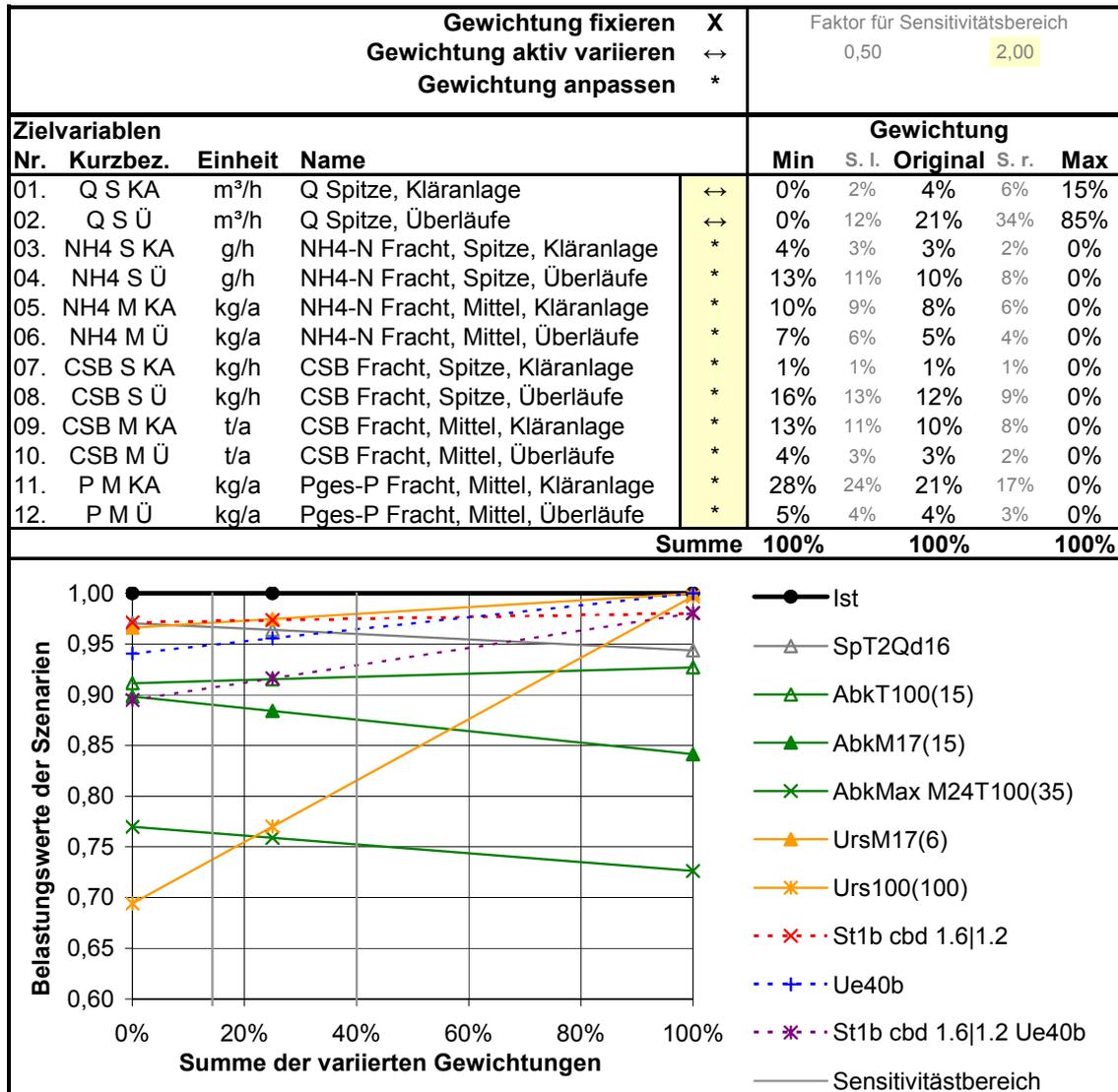


Bild 76: Sensitivitätsanalyse, hydraulische Spitzenbelastung

### 8.2.2.2 Variation der Aufteilung der Gewichtung der stofflichen Kriterien auf mittlere Frachten und Spitzenfrachten

Für diese Sensitivitätsanalyse (Bild 77) werden die Gewichtungen der hydraulischen Spitzenbelastung und des Phosphors fixiert. Ammonium-Spitzen und CSB-Spitzen werden aktiv variiert, die entsprechenden mittleren Frachten dementsprechend angepasst.

- Der Belastungswert des Speicherszenarios sinkt deutlich, d. h. dieses Szenario reduziert die Spitzenfrachten deutlich stärker als die mittleren Frachten.
- Der Belastungswert der Abkopplungsszenarios sinkt nur geringfügig mit steigender Gewichtung der Spitzenfrachten, d. h., die Szenarios reduzieren die Spitzenfrachten und die mittleren Frachten annähernd gleich stark.

## 8.2. Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien

- Der Belastungswert der Urinseparationsszenarien bleibt konstant. D. h. diese Szenarien reduzieren die Spitzenfrachten und die mittleren Frachten gleichermaßen.
- Der Belastungswert der Steuerungsszenarien steigt mit zunehmender Gewichtung der Spitzenfrachten, d. h., diese Szenarien reduzieren die Spitzenfrachten weniger als die mittleren Frachten.

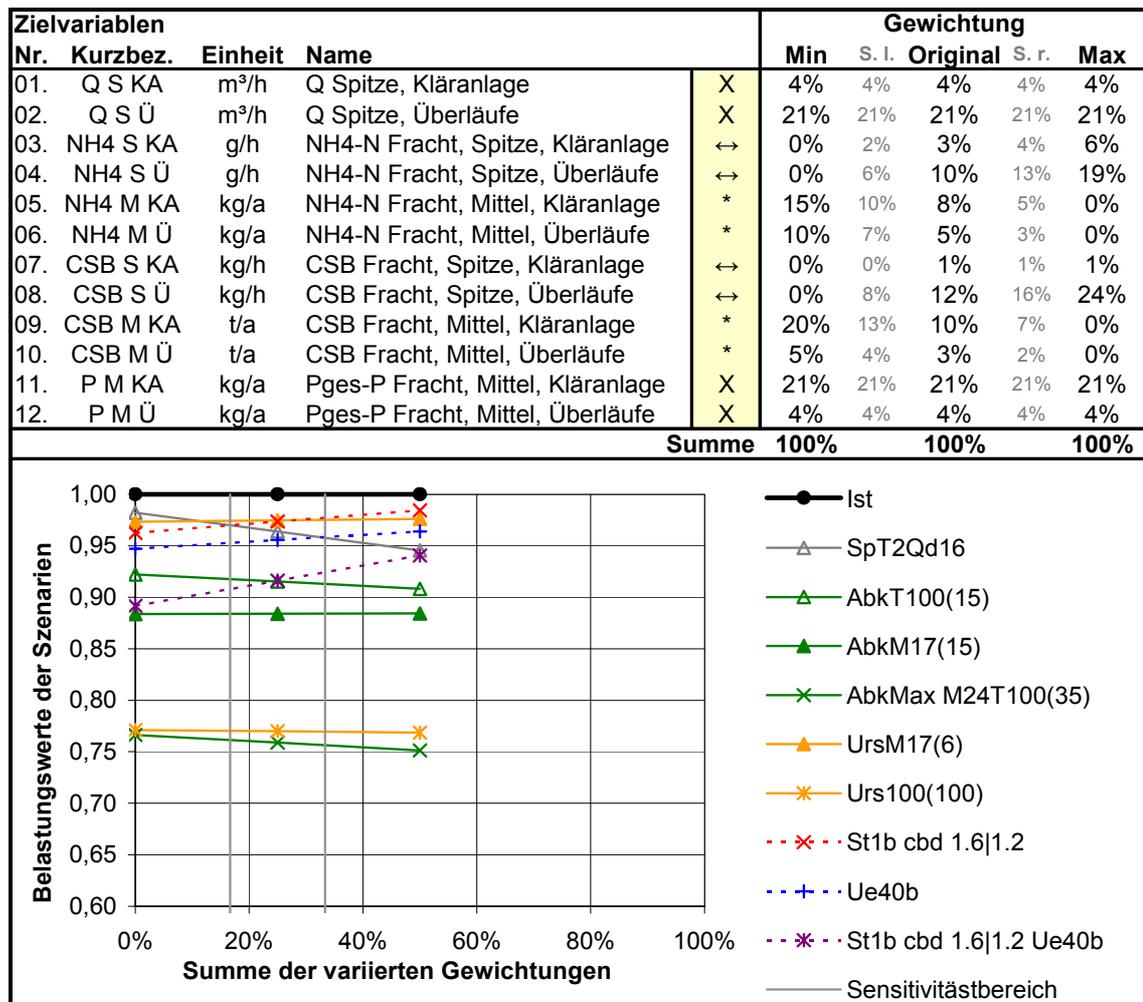


Bild 77: Sensitivitätsanalyse, mittlere Frachten ↔ Spitzenfrachten

### 8.2.2.3 Variation der Gewichtung der einzelnen Stoffe

#### 8.2.2.3.a Ammonium

- Eine stärkere Gewichtung führt mit Ausnahme des Speicherauslastungsszenarios (St1b cbd 1.6|1.2) bei allen Szenarien zu einer stärkeren Reduktion des Belastungswertes, d. h., diese Szenarien reduzieren die Ammonim-Frachten stärker als die anderen Kriterien (Bild 78).

## 8. Ergebnisse

- Insbesondere das Überholspurszenario kann sich deutlich verbessern, wenn Ammonium stärker gewichtet wird.
- Auch die Abkopplung im Trennsystem wird deutlich besser bewertet, wenn Ammonium stärker gewichtet wird.

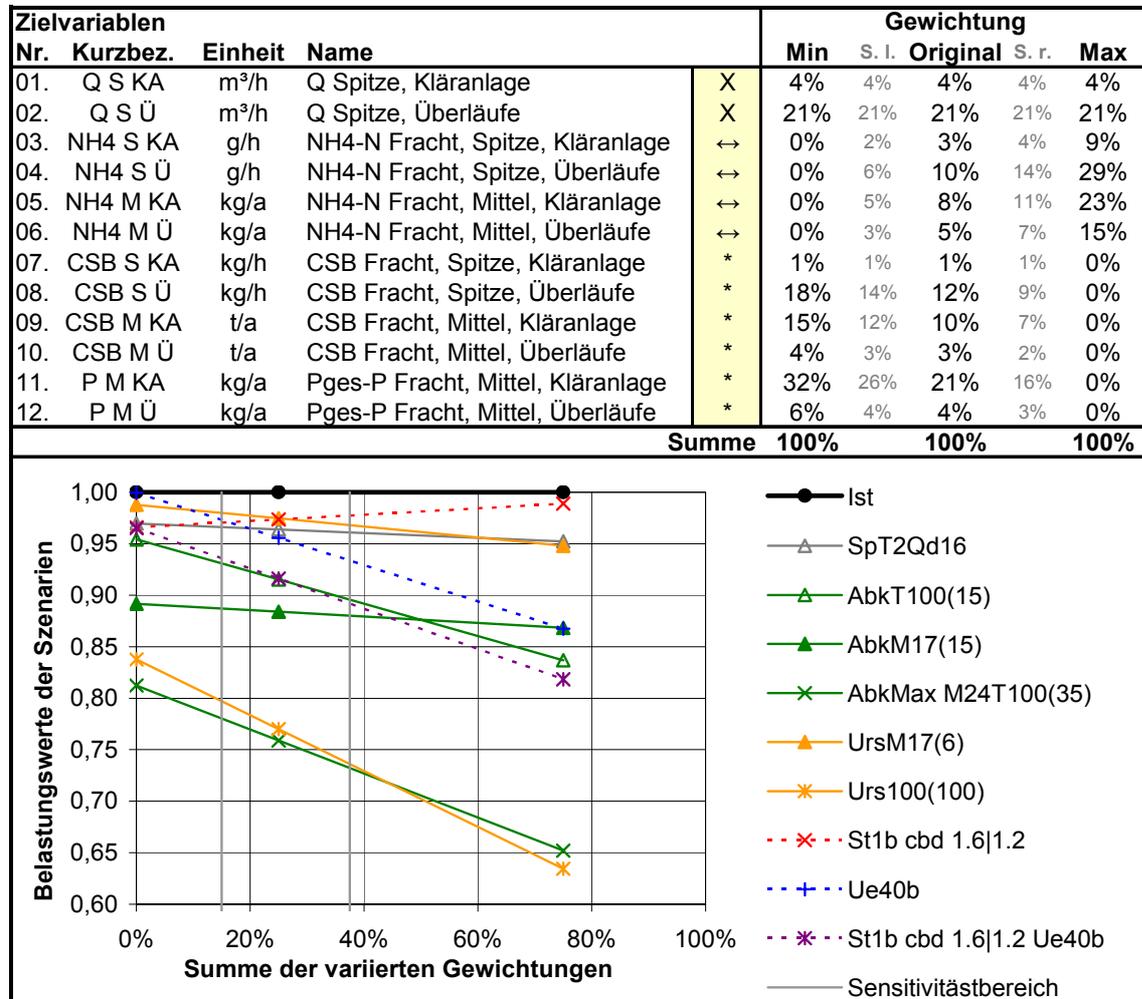


Bild 78: Sensitivitätsanalyse, Ammonium

### 8.2.2.3.b CSB

- Eine stärkere Gewichtung des CSB führt dazu, dass die Urinseparationsszenarien und die Überholspurszenarien im Vergleich zu den anderen Szenarien schlechter abschneiden, da diese den CSB nur wenig reduzieren (Bild 79).
- Betrachtete man als einzigen Stoffparameter den CSB (maximale Gewichtung), bräuchte das Überholspurszenario keine Vorteile. Durch die Urinseparationsszenarien wären ebenfalls fast keine Vorteile mehr erzielbar.

## 8.2. Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien

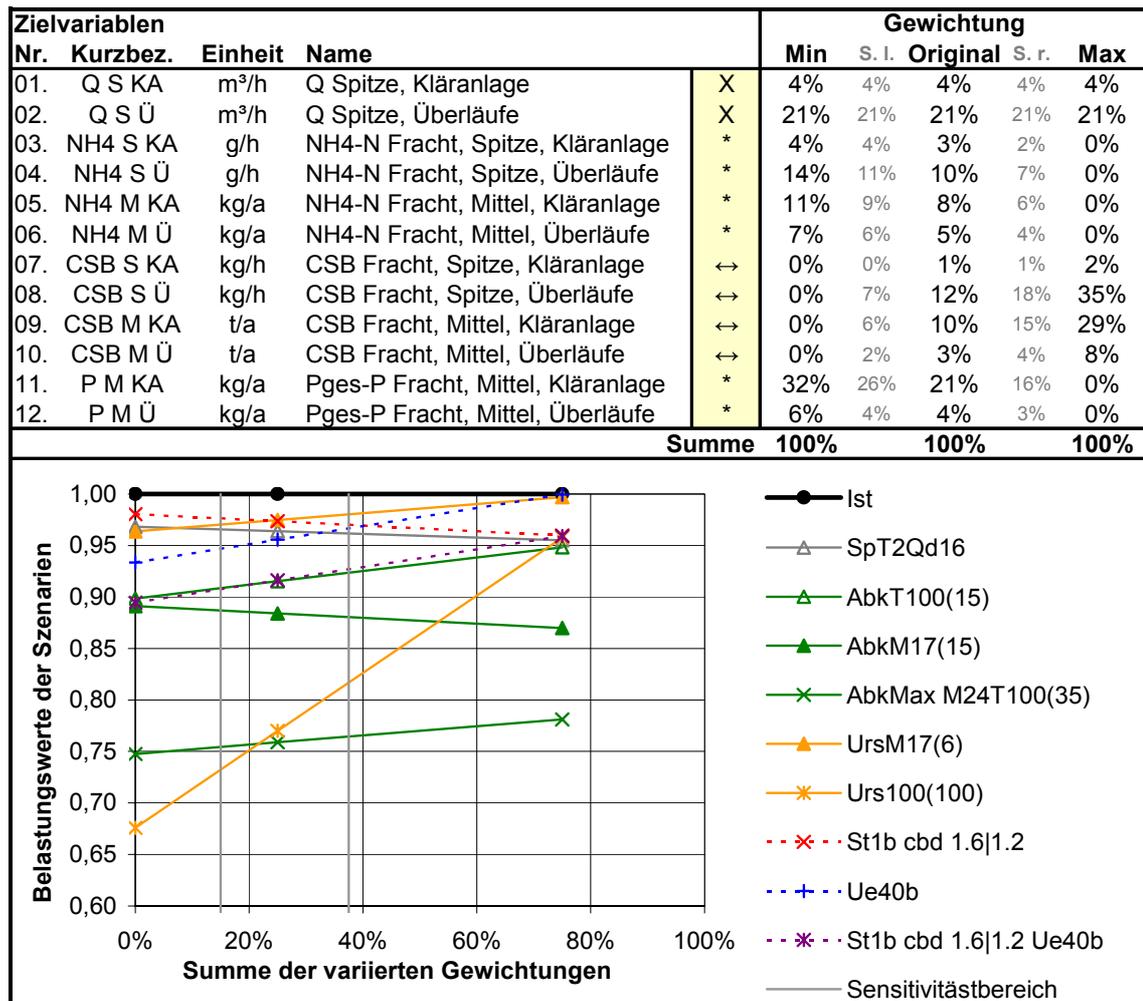


Bild 79: Sensitivitätsanalyse, CSB

### 8.2.2.3.c Phosphor

- Eine stärkere Gewichtung führt bei fast allen Szenarien zu einer geringeren Reduktion des Belastungswertes, d.h., diese Szenarien reduzieren die Phosphorfrachten schlechter als andere Kriterien (Bild 80).
- Besonders stark ist die Wirkung auf die Überholspurszenarien. Eine Erhöhung der Gewichtung des Phosphors führt zu einer deutlich schlechteren Bewertung.
- Auf den Belastungswert des Speicherauslastungsszenarios St1b cbd 1.6|1.2 und des Urinseparationsszenarios UrsM17 hat die Variation keinen Einfluss.
- Beim Szenario Urs100 führt eine starke Gewichtung des Phosphors zu einem deutlich besseren Bewertungsergebnis.

## 8. Ergebnisse

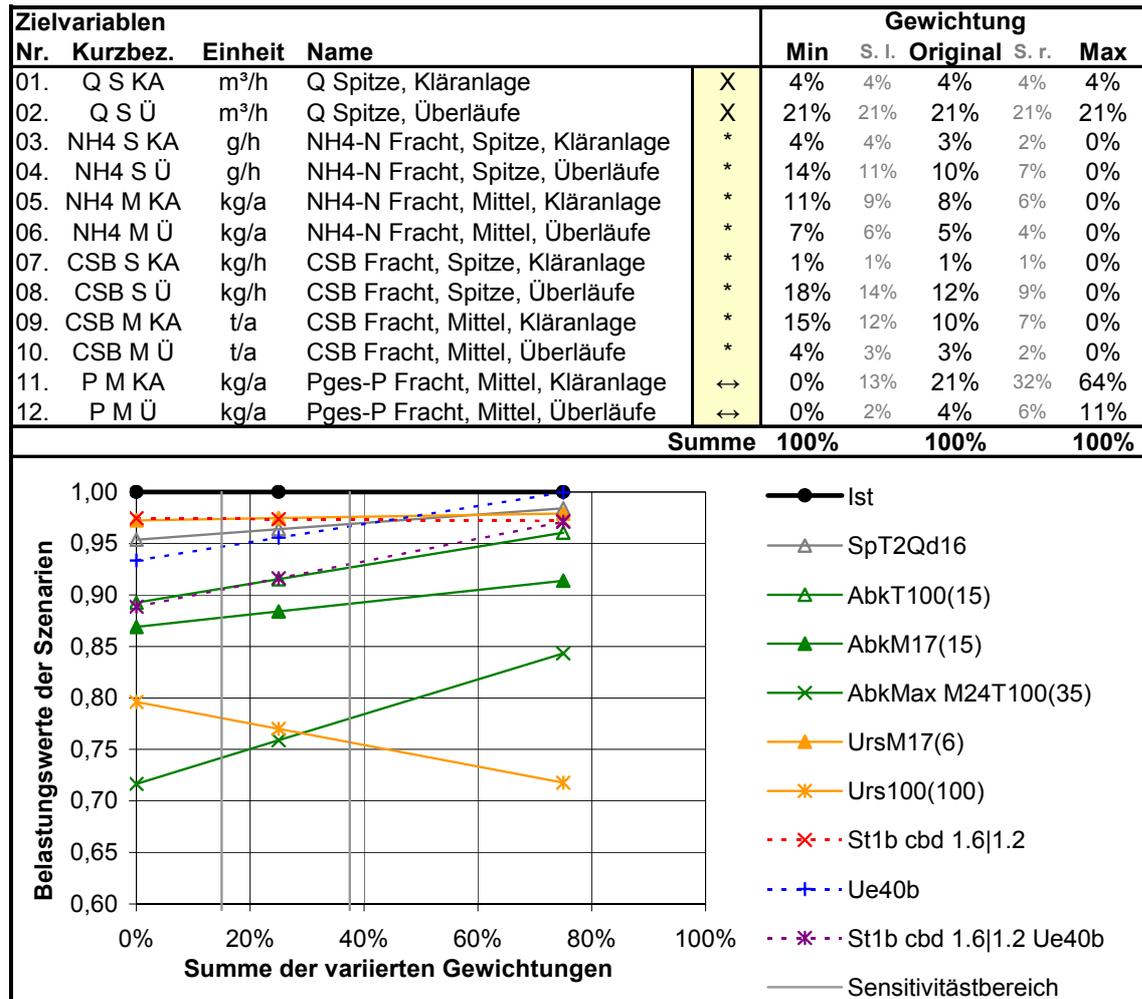


Bild 80: Sensitivitätsanalyse, Phosphor

### 8.2.2.4 Zusammenfassende Ergebnisdarstellung der Sensitivitätsanalysen

Um beurteilen zu können, wie sensitiv ein Szenario auf eine Variation der Gewichtungen reagiert, ist in Tabelle 36 dargestellt, wie groß die Reduktion des Belastungswertes an den Grenzen der Sensitivitätsbereiche der fünf durchgeführten Sensitivitätsanalysen durch dieses Szenario maximal und minimal ist. Aus diesen beiden Größen wird der Quotient gebildet (rechte Spalte). Die Farbgebung der Spalte orientiert sich an der Legende aus Bild 81. Aus Tabelle 36 folgt:

- Das Überholspurszenario (Ue40b) reagiert am sensibelsten auf eine Variation der Gewichtungen. Im besten Fall wird der Belastungswert 2,5-mal so stark reduziert wie im schlechtesten. Die Extremwerte resultieren beide aus der Variation von Ammonium. Das kombinierte Steuerungsszenario (St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b reagiert) dementsprechend ebenfalls sensibel (1,7).

## 8.2. Zusammenfassende Ergebnisdarstellung und Vergleich der Szenarien

- Die Abkopplungsszenarien im Mischsystem (AbkM17, AbkMax) reagieren am wenigsten auf Veränderungen der Gewichtungen. Im besten Fall wird der Belastungswert 1,1 bzw. 1,2-mal so stark reduziert wie im schlechtesten.
- Das Speicherauslastungsszenario (St1b cbd 1.6|1.2) reagiert ebenfalls nur gering auf veränderte Gewichtungen (1,3).
- Die Urinseparationsszenarien (UrsM17, Urs100), das Abkopplungsszenario (AbkT100) im Trennsystem und das Speicherszenario (SpT2Qd16) im Trennsystem reagieren mäßig auf eine Variation der Gewichtungen (1,4 – 1,6).

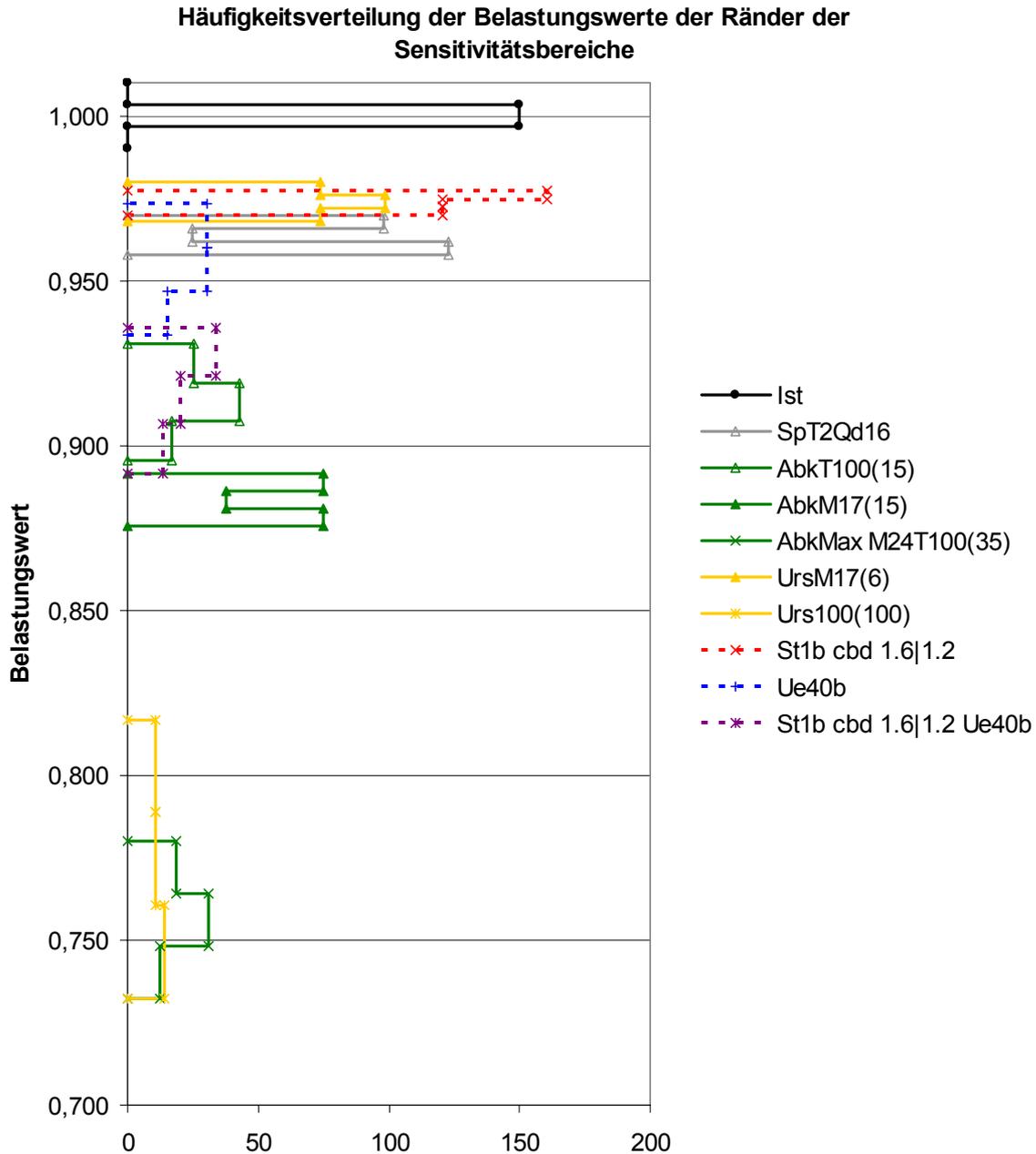
Szenario	Reduktion des Belastungswertes		
	Maximal	Minimal	Maximal / Minimal
Ist	0 %	0 %	1
SpT2Qd16	4,2 %	3,0 %	1,4
AbkT100(15)	10,4 %	6,9 %	1,5
AbkM17(15)	12,5 %	10,9 %	1,1
AbkMax M24T100(35)	26,8 %	22,0 %	1,2
UrsM17(6)	3,2 %	2,0 %	1,6
Urs100(100)	26,8 %	18,3 %	1,5
St1b cbd 1.6 1.2	3,0 %	2,3 %	1,3
Ue40b	6,6 %	2,7 %	2,5
St1b cbd 1.6 1.2 Ue40b	10,8 %	6,5 %	1,7

**Tabelle 36: Sensitivität der Szenarien**

In Bild 81 sind für jedes Szenario die Belastungswerte an den Grenzen der Sensitivitätsbereiche aller fünf durchgeführten Sensitivitätsanalysen (also insgesamt 10 Werte je Szenario) eingegangen. Daraus wurde je eine Häufigkeitsverteilung erstellt, bei der das Intervall zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Belastungswert eines Szenarios in drei gleich große Klassen eingeteilt wurde. Die Grenzen der Häufigkeitsverteilungen entsprechen den Extremalwerten aus Tabelle 36. Aus Bild 81 lassen sich folgende Aussagen ableiten:

- Maximales Abkopplungspotenzial (AbkMax M24T100) ↔ maximales Urinseparationspotenzial (UrsM100)
  - Im besten Fall reduziert die Abkopplung den Belastungswert 1,5-mal so stark wie die Urinseparation, im schlechtesten Fall nur 0,8-mal so stark. Ob maximale Abkopplung oder maximale Urinseparation im betrachteten Sys-

tem das größere Potenzial haben, hängt also von den gewählten Gewichtungen ab.



**Bild 81: Häufigkeitsverteilung der Belastungswerte der Ränder der Sensitivitätsbereiche**

- Abkopplung eines Prozentsatzes der versiegelten Fläche im Mischsystem (AbkM17) ↔ Urinseparation im gleichen Prozentsatz der Haushalte (UrsM17)
  - Im besten Fall reduziert die Abkopplung den Belastungswert 6,3-mal so stark wie die Urinseparation, im schlechtesten Fall 3,4-mal so stark. Die Abkopplung ist also eindeutig effektiver! Aus den einzelnen Sensitivitätsanalysen (Bild 76 bis Bild 80) geht hervor, dass die Abkopplung auch bei

einer Variation der Gewichtungen außerhalb des Sensitivitätsbereichs in jedem Fall die effektivere Variante ist.

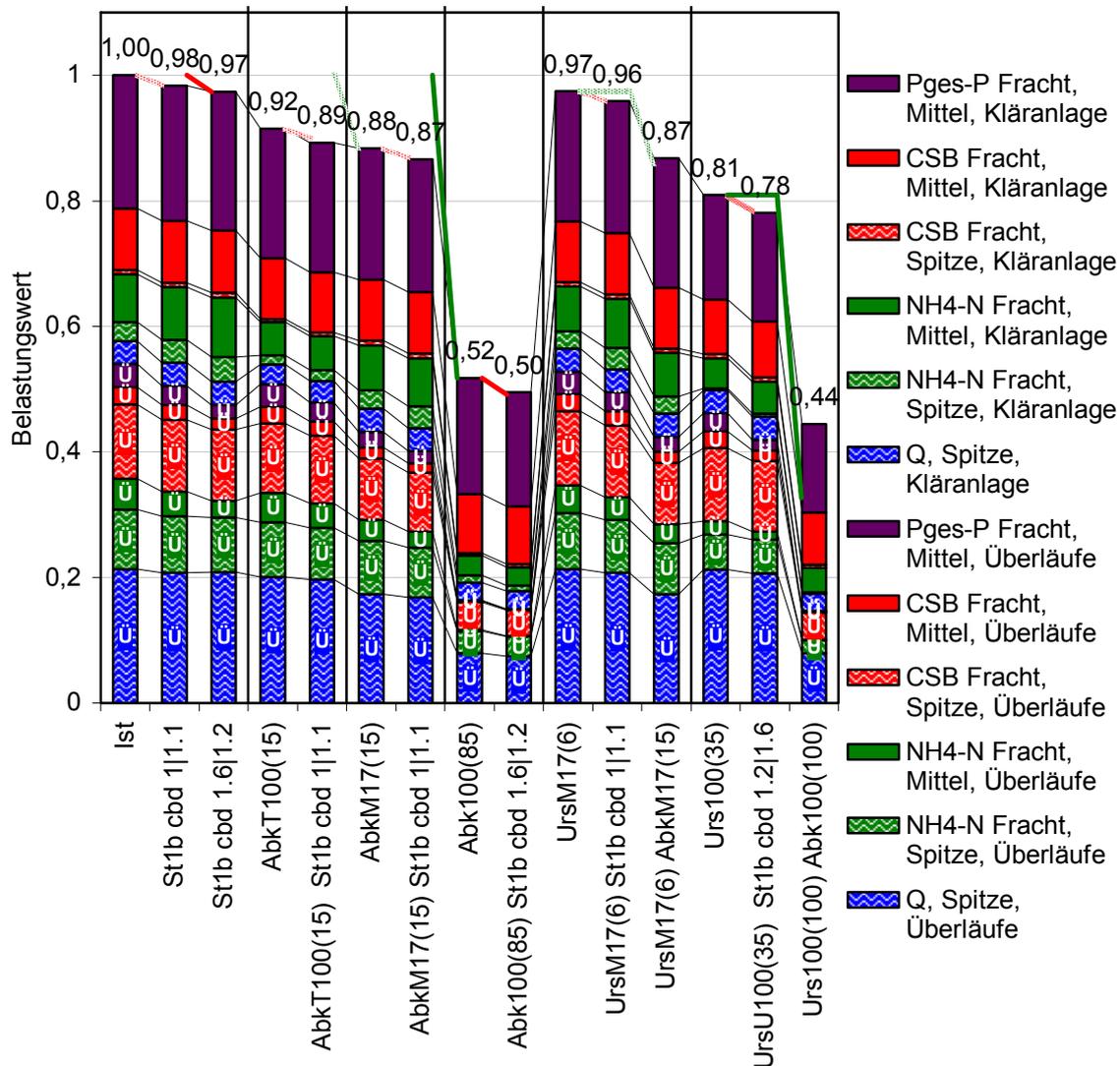
- Abkopplung im Trennsystem (AbkT100) ↔ Speicher im Trennsystem (SpT2Qd16)
  - Im besten Fall reduziert die Abkopplung den Belastungswert 3,5-mal so stark wie die Urinseparation, im schlechtesten Fall 1,6-mal so stark. Aus den einzelnen Sensitivitätsanalysen (Bild 76 bis Bild 80) geht hervor, dass die Abkopplung auch bei einer Variation der Gewichtungen außerhalb des Sensitivitätsbereichs in jedem Fall den Belastungswert stärker reduziert.
- Abkopplung (AbkM17) ↔ maximaless Steuerungspotenzial (St1b cbd 1.6|1.2 Ue40b)
  - Im besten Fall reduziert die Abkopplung den Belastungswert 1,9-mal so stark wie die Steuerung, im schlechtesten Fall genauso stark. Nimmt man an, dass der Belastungswert in etwa linear mit dem Abkopplungsgrad sinkt (vgl. Bild 62 S. 187), lassen sich durch Steuerung Verbesserungen erzielen, die mit denen der Abkopplung von 17% bis 9% der versiegelten Flächen im Mischsystem (entspricht 15% bis 8% der insgesamt abgebildeten versiegelten Flächen) vergleichbar sind.

### 8.2.3 Kombinierte Szenarien

Um zu untersuchen, ob es bei der Kombination unterschiedlicher Szenarien zu Synergien oder Antagonien kommt, wurden Abkopplung, Urinseparation und Speicherauslastungsszenarien miteinander kombiniert. Dabei wurden je zwei Varianten gerechnet: Bei der einen wurden jeweils niedrige Umsetzungsgrade der Szenarios miteinander kombiniert (z.B. AbkM17 mit St1b cbd 1|1.1 (Steuerung ohne Erhöhung der Förderleistungen der Pumpwerke) oder UrsM17), bei der anderen hohe (z.B. Abk100 mit St1b cbd 1.6|1.2 (Steuerung mit Erhöhung der Förderleistungen der Pumpwerke) oder Urs100). Es wurden keine kombinierten Szenarien mit den Überholspurszenarien gerechnet, da diese sich sehr ähnlich verhalten wie die Szenarien ohne Druckrohrleitungsnetz, sodass die Ergebnisse aus Kapitel 8.3.1 übertragen werden können.

Bild 82 zeigt das Ergebnis der Belastungsanalyse. Links ist der Ist-Zustand abgebildet, daran schließen die (nicht kombinierten) Steuerungsszenarien an. Rechts davon sind die kombinierten Szenarien dargestellt. Mit einer fetten, (hell- oder dunkel-) roten Linie ist gekennzeichnet, welche Verbesserung des Belastungswertes die Steuerungsszenarien im Vergleich zum Ist-Zustand bringen. Diese Linien werden parallel verschoben an alle Szenarien angelegt, die mit den Steuerungsszenarien kombiniert werden, um zu verdeutlichen, ob die Steuerung in der Kombination eine größere oder kleinere Verbesserung erbringt als im Ist-Zustand. Analog wurde mit den Abkopplungsszenarien verfahren (fette, grüne Linien).

**Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse**



**Bild 82: Kombinierte Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse**

Die meisten dieser Linien treffen ziemlich genau die folgende Säule. Das bedeutet, dass sich die Verbesserungen des Belastungswertes einfach addieren und dass es weder Synergien noch Antagonien gibt.

Bei der Kombination aus Abkopplung im Trennsystem mit Steuerung kommt es zu leichten Synergieeffekten, da die Steuerung die Nachteile, die das Szenario AbkT100 gegenüber AbkM17 (Abkopplung der gleichen Fläche im Mischsystem) hat (vgl. Kapitel 8.1.3) z. T. ausgleichen kann.

Bei der Kombination von Urinseparation und Abkopplung kommt es bei niedrigen Umsetzungsgraden zu leichten Antagonieeffekten, da die Abkopplung die Überläufe reduziert, der Vorteil aber wegen der durch die Urinseparation reduzierten Konzentrationen geringer ausfällt als im Ist-Zustand.

### 8.3. Einfluss von Druckrohrleitungen, Abwassertemperatur und Simulationszeitraum

---

Bei der Kombination von Urinseparation in 100% der Haushalte mit einer unrealistisch hohen Abkopplung von 100% der versiegelten Fläche des Einzugsgebietes kommt es zu deutlichen Antagonieeffekten: Während bei niedrigen Umsetzungsgraden die Abkopplung vor allem die Überläufe reduziert und die Urinseparation vorwiegend die Kläranlage entlastet, so hat bei hohen Abkopplungsgraden auch die Abkopplung einen deutlich positiven Einfluss an der Kläranlage, sodass sich die Effekte in der Kombination nicht mehr addieren. Hohe Urinseparationsgrade senken die Abwasserkonzentrationen deutlich. Daher schmilzt ebenfalls der Vorteil der durch die Abkopplung reduzierten Überlaufvolumina.

## 8.3 Einfluss von Druckrohrleitungen, Abwassertemperatur und Simulationszeitraum

### 8.3.1 Einfluss der Druckrohrleitungen

In Bild 83 ist das Ergebnis der Belastungsanalyse für die Szenarien Ist-Zustand, Urinseparation (Urs100), Abkopplung (Abk100) und ein Speicherauslastungsszenario (St1b cbd 1.5|1.2) dargestellt, die jeweils mit und ohne Druckrohrleitungen (KADL) gerechnet wurden. Um den Einfluss der Druckrohrleitungen in Kombination mit anderen Szenarien möglichst deutlich herauszuarbeiten, wurden jeweils die Maximalvarianten der Szenarien gewählt, daher auch das Szenario Abk100, das aufgrund nur begrenzt zur Verfügung stehender Versickerungsflächen nicht umsetzbar wäre.

Zur Erinnerung: Bei einsetzender Mischwasserförderung der Pumpwerke kommt die hydraulische Belastung sofort an der Kläranlage an, da die Druckrohre gänzlich mit Abwasser gefüllt sind. In den Druckrohrleitungen befindet sich aber (sofern nicht ein anderes Regenereignis vorausgegangen ist) noch Abwasser in Trockenwetterkonzentration. Es kann bis zu 10 Stunden dauern, bevor das Mischwasser die Kläranlage erreicht. Daraus resultiert in Verbindung mit dem hohen Volumenstrom eine enormer Frachtstoß auf die Kläranlage.

Für die Rechnungen ohne Druckrohrleitungen wurden diese aus dem Modell entfernt, und die Pumpwerke fördern direkt auf die Kläranlage. Bezüglich der Überläufe (unterer Teil der Säule, durch ein Ü gekennzeichnet) und der hydraulischen Belastung der Kläranlage verhalten sich beide Modelle identisch. Ohne Druckrohrleitungen kommt jedoch das Mischwasser zeitgleich mit der hydraulischen Belastung an der Kläranlage an, sodass die Fracht auf die Kläranlage deutlich geringer ist.

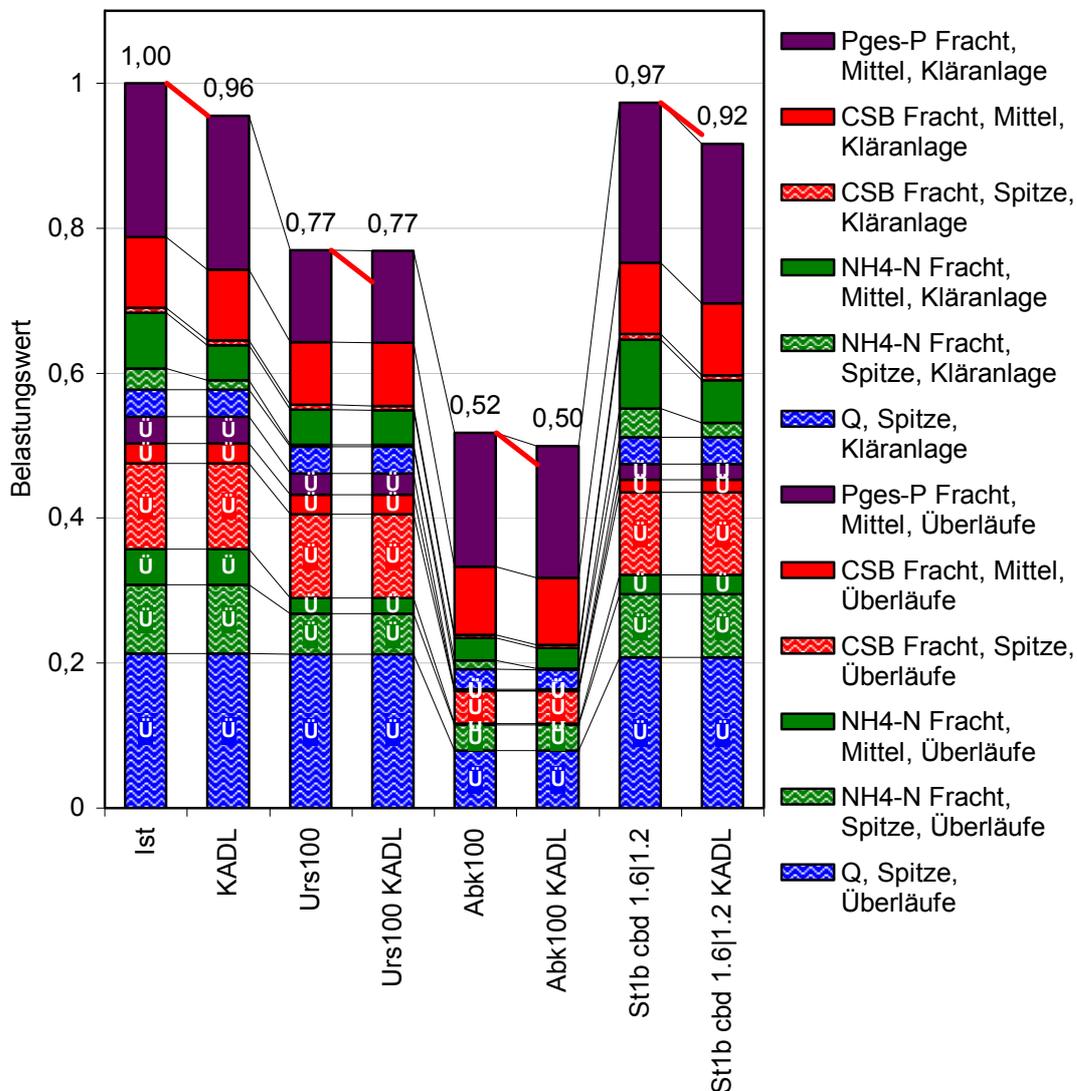
Ganz links im Diagramm ist der Ist-Zustand dargestellt, rechts daneben die entsprechende Variante ohne Druckrohrleitungen. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Rückgang des Belastungswertes fast ausschließlich auf die Ammonium-Emissionen der

## 8. Ergebnisse

Kläranlage zurückzuführen ist. Mit Druckrohrleitungen sind die Ammonium-Emissionen im Mittel 1,6-mal so groß und in der Spitze sogar 2,3-mal so groß, wie ohne.

Warum die Druckrohrleitungen auf die anderen Kriterien keinen Einfluss haben, ist leicht zu erklären: Die Kläranlage wurde für Nitrifikation / Denitrifikation bemessen und hat daher bezüglich des CSB große Leistungsreserven. Daher stellt der Frachtstoß für den CSB-Abbau kein Problem dar. Da die Varianten mit und ohne Druckrohrleitungen sich in der hydraulischen Belastung der Kläranlage ebenfalls nicht unterscheiden, hat das Druckrohrleitungsnetz auch keinen Einfluss auf die Nachklärung.

### Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse



**Bild 83: Einfluss des Druckrohrleitungsnetzes auf die Wirksamkeit der Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse**

### 8.3. Einfluss von Druckrohrleitungen, Abwassertemperatur und Simulationszeitraum

---

Der Belastungswert der beiden Szenarien Ist-Zustand und KADL ist durch eine rote Linie verbunden. Diese wurde parallel verschoben an die anderen Szenarien angelegt, um beurteilen zu können, ob bei diesen Szenarien der Einfluss der Druckrohrleitungen stärker oder schwächer ausgeprägt ist als beim Ist-Zustand.

Bei der Urinseparation ist kein zusätzlicher Vorteil ohne das Druckrohrleitungsnetz zu erkennen. Das liegt daran, dass die Urinseparation insbesondere die Ammonium-Belastung der Kläranlage reduziert, sodass der durch die Druckrohrleitungen hervorgerufene Frachtstoß keine Probleme mehr bereitet.

Die Abkopplung senkt die hydraulische Spitzenbelastung der Kläranlage, somit auch den Frachtstoß. Daher bringt auch in diesem Fall die Rechnung ohne Druckrohrleitungen geringere Vorteile als im Ist-Zustand. Es soll an dieser Stelle angemerkt werden, dass Abkopplung im Mischsystem bis zu einem Grad von etwa 25 % fast ausschließlich die Überläufe reduziert und die Kläranlage fast nicht entlastet. Daher wird es in diesem Bereich auch nicht zu einem verminderten Einfluss des Druckrohrleitungsnetzes kommen.

Das Speicherauslastungsszenario erhöht die Belastung der Kläranlage, da das zusätzlich gespeicherte Wasser dort zusätzlich behandelt werden muss. Dementsprechend ist der Vorteil, der aus einer Rechnung ohne Druckrohrleitungen resultiert, größer als im Ist-Zustand.

Aus den Ausführungen der letzten Absätze folgt für ein System ohne Druckrohrleitungen im Vergleich zu einem System mit Druckrohrleitungen:

- Urinseparation bringt etwas geringere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,13 statt um 0,17 im Szenario Urs100).
- Abkopplung bringt minimal geringere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,46 statt um 0,48 im Szenario Abk100). Abkopplung im Mischsystem bringt bei Abkopplungsgraden unter 25 % in beiden Fällen die gleichen Vorteile.
- Steuerung mit dem Ziel einer optimalen Speicherauslastung (Speicherauslastungsszenarien) bringt etwas größere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,04 statt um 0,03 im Szenario Urs100).

#### 8.3.2 Einfluss der Modellierung der Abwassertemperatur

Die Modellierung der Abwassertemperatur hat keinen Einfluss auf die CSB- und P-Emissionen der Kläranlage. In Tabelle 37 ist sowohl für den Ist-Zustand und als auch für eine Rechnung ohne Druckrohrleitungen (KADL) dargestellt, welchen Einfluss die Modellierung der Abwassertemperatur auf die Ammonium-Emissionen der Kläranlage hat.

	Ist	Ist oT	KADL	KADL oT
	% Ist		% KADL	
NH4-N Fracht, Spitze	100	88	100	67
NH4-N Fracht, Mittel	100	82	100	82

**Tabelle 37: Einfluss der Modellierung der Abwassertemperatur auf die Ammonium-Ablaufmengen der Kläranlage**

Ein Vernachlässigen des Temperatursturzes in der Modellierung würde insbesondere in einem System ohne Druckrohrleitungen zu einer deutlichen Unterschätzung der Ammonium-Spitzenemissionen um 33 % führen. In dem betrachteten System mit Druckrohrleitungen würden die Ammonium-Spitzenemissionen nur um 12 % unterschätzt, da der Temperatursturz die Kläranlage erst nach der hydraulischen Spitze erreicht. Die mittleren Ammonium-Emissionen würden in beiden Fällen gleichermaßen um 22 % unterschätzt, da es etwa 2 Tage dauert, bis die Wassertemperatur nach einem Regenereignis wieder den Ausgangswert erreicht (vgl. Bild 41 S. 132).

### 8.3.3 Einfluss des Simulationszeitraums

Bild 84 verdeutlicht den Einfluss des Simulationszeitraums auf das Ergebnis. Dazu ist das Ergebnis der Belastungsanalyse für ausgewählte Szenarien dargestellt, wobei für jedes Szenario drei Säulen abgebildet sind:

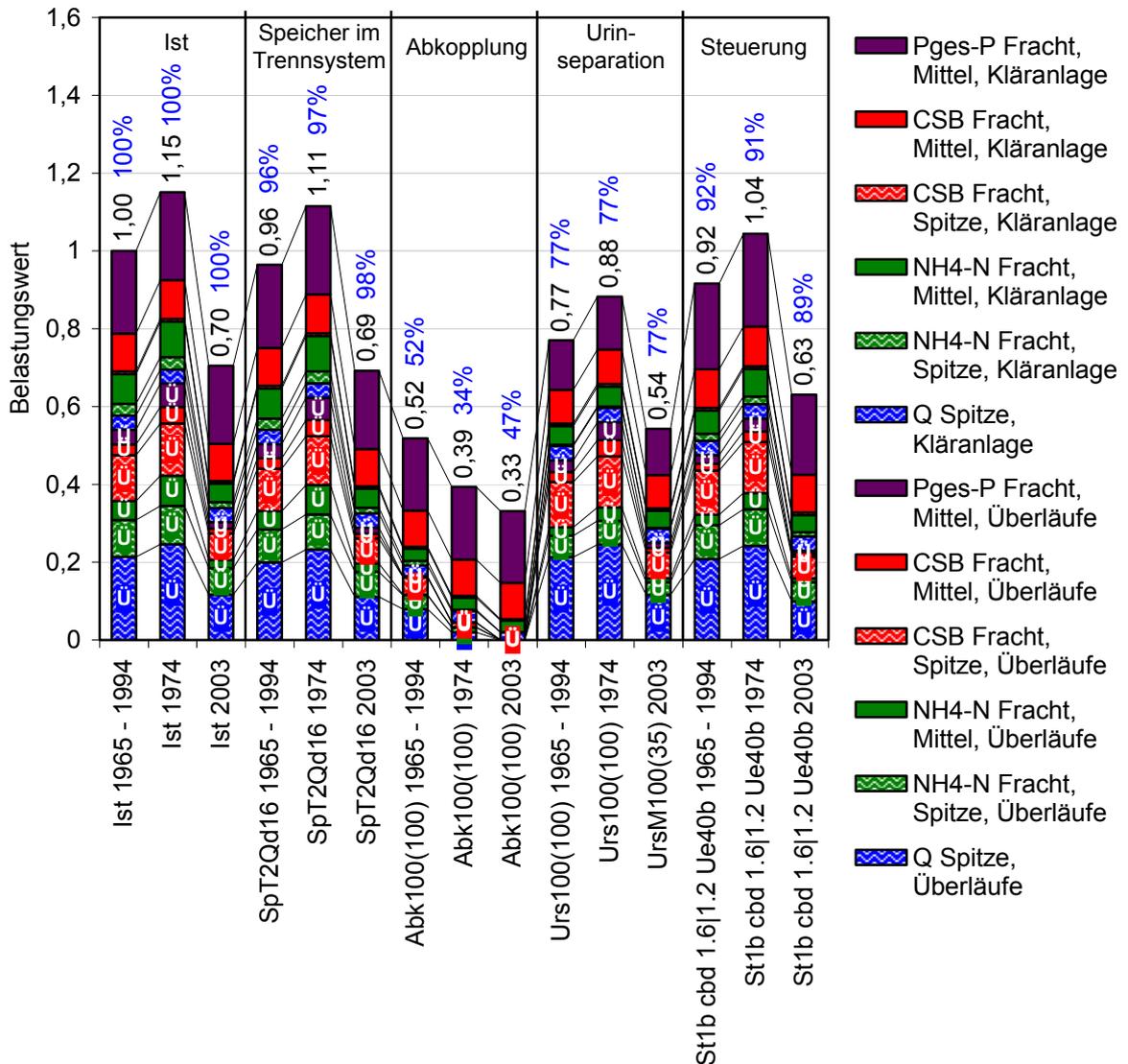
- 30 Jahre Langzeitsimulation, Regendaten von 1965 - 1994,
  - Mittlerer Jahresniederschlag: 626 mm
- Regendaten von 1974
  - Jahr mit dem größten Jahresniederschlag: 850 mm
- Regendaten von 2003
  - Jahr mit dem geringsten Jahresniederschlag: 372 mm

Aufgrund des Einflusses der Temperatur auf die Leistung der Kläranlage und der ungleichen Verteilung des Jahresniederschlages im Jahresverlauf wurde eine Simulation über einen Zeitraum von weniger als einem Jahr nicht durchgeführt.

Aufgrund der unterschiedlichen Niederschlagsmengen der Jahre kommt es zu unterschiedlichen Überlaufmengen und unterschiedlichen Belastungen der Kläranlage durch Mischwasser und somit zu unterschiedlichen Gewässerbelastungen. Ganz links im Diagramm ist das Ergebnis der Langzeitsimulation des Ist-Zustandes dargestellt, das den Belastungswert 1 hat. Im Jahre 1974 liegt die Gesamtbelastung um 15 % darüber, im Jahre 2003 um 30 % darunter. Es gibt also deutliche Unterschiede.

### 8.3. Einfluss von Druckrohrleitungen, Abwassertemperatur und Simulationszeitraum

#### Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse



**Bild 84: Einfluss des Simulationszeitraums, Ergebnis der Belastungsanalyse**

Die blau dargestellten Prozentangaben über den Säulen kennzeichnen die Reduktion des Belastungswertes durch die Szenarien in Bezug auf den Ist-Zustand des jeweiligen Simulationszeitraumes. Bei den Urinseparationsszenarien beträgt diese in jedem Fall 77%. Bei den Speichern im Trennsystem weichen die 1-Jahressimulationen um maximal 2 Prozentpunkte von der Langzeitsimulation ab, beim betrachteten Steuerungsszenario um maximal 3 Prozentpunkte. Der Belastungswert des Speicherszenarios wird in der Langzeitsimulation um 4% reduziert, in der Simulation mit Regendaten des Jahres 2003 nur um 2%, also etwa 0,5-mal so stark. Der Belastungswert des Steuerungsszenarios wird in der Langzeitsimulation um 8% reduziert, in der Simulation mit den Regendaten von 2003 um 11%, also rund 1,4-mal so stark. Es gibt also auch beim relativen Szenarienvergleich einen deutlichen Einfluss des Simulationszeitraumes.

Besonders deutlich wird der Einfluss des Simulationszeitraumes bei den Abkopplungs-szenarien: Während der Belastungswert der Simulation mit Regendaten des Jahres 1974 deutlich über dem der Langzeitsimulation liegt, liegt er beim Abkopplungsszenario deutlich darunter. Dies scheint auf den ersten Blick paradox. Dennoch handelt es sich nicht um einen Rechenfehler, die Ergebnisse sind korrekt und lassen sich erklären:

1974 ist das Jahr mit der größten Niederschlagssumme. In diesem Jahr fanden viele mittlere und auch starke Regenereignisse statt. Die meisten jedoch können durch die Abkopplung vollständig oder fast vollständig versickert werden. Die extremsten Regenereignisse, bei denen es trotz Abkopplung zu bedeutenden Regenabflüssen kommt, finden in anderen Jahren (z.B. 1972, 1988) statt, die einen geringeren Jahresniederschlag aufweisen (598mm, 657mm) und daher im Ist-Zustand zu einer geringeren Gesamtbelastung führen.

Führte man eine 1-Jahressimulation mit einem Jahr durch, dessen Jahresniederschlag genau dem Mittel der Langzeitsimulation entspräche, erhielte man aufgrund der unterschiedlichen Verteilung des Niederschlages auf kleine, mittlere, starke oder extreme Ereignisse also dennoch andere Ergebnisse.

Um die Lösung zu finden, die im langjährigen zeitlichen Mittel die optimale Lösung darstellt, sollte aufgrund der hohen zeitlichen Variabilität des Niederschlages also eine Langzeitsimulation durchgeführt werden.

# 9 Zusammenfassung, Fazit und Ausblick

## 9.1 Herangehensweise und Durchführung

### Einleitung (Kapitel 1)

Im Dezember des Jahres 2000 trat die EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, 2000) in Kraft, die den „guten ökologischen und chemischen Zustand“ aller Oberflächen-gewässer und des Grundwassers fordert. Diese anspruchsvollen Ziele lassen sich nur durch am Gewässer orientierte, flusseinzugsgebietsweite Planungen erreichen, in denen alle wasserwirtschaftlichen Fragestellungen integriert betrachtet werden. Dabei müssen auch gewässerbezogene Fragestellungen einbezogen werden, die über die Ziele der WRRL hinausgehen, wie z.B. der Hochwasserschutz. In der vorliegenden Arbeit wird aufbauend auf die Ergebnisse des Forschungsprojektes WSM300 (Leichtfuß et al. 2005; Peters et al. 2005) eine entsprechende Systematik entwickelt und für das Einzugsgebiet der Panke (Berlin) angewendet.

### Stand der Wissenschaft und Forschungsbedarf (Kapitel 2)

Eine Analyse des Standes der Wissenschaft ergab den im Folgenden dargestellten Forschungsbedarf und die sich daraus ergebenden Besonderheiten der vorliegenden Arbeit:

- Systematische Vorgehensweise bei der integrierten Planung
- Szenarienvergleich durch ein multikriterielles Bewertungsverfahren
- Integrierte Modellierung als zeitlich hoch aufgelöste dynamische Langzeit-simulation
- Detaillierte Modellierung des (regenbürtigen) Fremdwassers in Schmutzwasser-kanälen
- Modellierung von Abwasserdruckrohrleitungen
- Modellierung der Abwassertemperatur bei Mischwasserzufluss zur Kläranlage

### Vorgehensweise (Kapitel 3)

Um nachhaltige und effiziente Lösungen für die Probleme eines Flusseinzugsgebietes zu finden, ist es wichtig, sich nicht bereits zu Beginn einer Planung auf eine Maßnahme festzulegen. Stattdessen sollte man sich zunächst ein möglichst vollständiges Bild über die Ziele und Probleme im Einzugsgebiet machen, dann mehrere unterschiedliche Szenarien zur Verbesserung der Situation entwickeln, deren Wirkungen quantifizieren

und im Hinblick auf die Ziele bewerten. Aufbauend auf die Arbeiten des WSM300 Projektes (Leichtfuß et al. 2005; Peters et al. 2005) wird daher eine systematische Vorgehensweise entwickelt, die im Folgenden dargestellt ist:

1. Problemanalyse und Zieldefinition
2. Ausgehend von den Zielen werden Kriterien zum Vergleich der Szenarien festgelegt.
3. Entwurf verschiedener Szenarien zur Verbesserung der Situation im Einzugsgebiet.
4. Auswahl von Simulationsmodellen, mit denen die Szenarien abgebildet werden können und die in der Lage sind, Werte für die gewählten Vergleichskriterien zu berechnen. Wenn sich herausstellt, dass die gewählten Kriterien nicht, oder nur mit erheblichem Aufwand berechnet werden können, kann es erforderlich sein, andere Kriterien zu wählen. Auch diese Kriterien müssen die Ziele widerspiegeln!
5. Aufstellen und Kalibrieren des Modellsystems für den Ist-Zustand
6. Detaillierte Ausarbeitung der Szenarien und Umsetzung in den Modellen
7. Simulation der Szenarien und Aggregation zu den Werten der Kriterien
8. Vergleich der Szenarien
9. Optimierung der Szenarien und Rückkehr zu Punkt 6, solange bis eine zufriedenstellende Lösung gefunden wurde

### **Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen (Kapitel 4)**

Das Einzugsgebiet der Panke ( $\approx 200 \text{ km}^2$ ) befindet sich im Nordosten Berlins. Die Panke leidet unter hydraulischen Spitzenbelastungen und stofflichen Belastungen aus der Misch- und Trennkanalisation. Im Schmutzwasserkanal (S-Kanal) der Trenngebiete gibt es Probleme mit regenbürtigem Fremdwasser (z.B. durch Fehlanschlüsse), das zu Notauslässen und einer Mehrbelastung der Kläranlage führt. Das Abwasser des Einzugsgebietes wird über Druckrohrleitungen zur Kläranlage gepumpt, die deswegen bei Mischwasserförderung durch erhebliche Frachstöße belastet wird: Bei einsetzender Mischwasserförderung befindet sich in den Druckrohren noch Abwasser in Trockenwetterkonzentration, das nun mit einem hohen Volumenstrom auf die Kläranlage gefördert wird. Es kann bis zu 10 Stunden dauern, bis verdünntes Abwasser die Kläranlage erreicht.

Zur Abbildung der beschriebenen Problematik wurde ein integriertes Modell erstellt, das aus den folgenden Komponenten besteht:

- Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfrachtmodell (STORM, Ingenieures. Prof. Dr. Sieker mbH 2003) für 7 Pumpwerkseinzugsgebiete (2 Mischgebiete; 5 Trenngebiete, nur S-Kanal incl. detaillierter Modellierung des Fremdwassers).

Insgesamt werden im Modell 243 109 Einwohner und 447 ha undurchlässige Fläche ( $A_u$ ) abgebildet.

- Druckrohrleitungsnetz (selbst entwickeltes Modul für MATLAB-Simulink) und Pumpwerke
- Kläranlage, biochemisch, ASM1 (Henze et al. 1987; ifak system 2001), mit Vor- und Nachklärung, eigener Ansatz für die P-Modellierung

Die Verknüpfung der Modelle erfolgt über Aus- und Eingabedateien. Da es im betrachteten Einzugsgebiet und bei den betrachteten Szenarien keine Rückkopplung zwischen den einzelnen Modellen gibt, ist dieses Vorgehen ohne Einschränkung zulässig.

Das gesamte Berliner System besteht aus sechs Kläranlagen und einem dementsprechend umfangreichen Druckrohrleitungsnetz. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde lediglich die Kläranlage Schönerlinde, die den größten Teil des Abwassers aus dem Panke-Einzugsgebiet behandelt, abgebildet. Da die modellierten Pumpwerkseinzugsgebiete in der Summe  $\approx 37\%$  der Einwohner des Einzugsgebietes der Kläranlage abbilden, wird der Zufluss zur Kläranlage im Modell mit dem Faktor  $1/0,37$  heraufskaliert und der Kläranlagenablauf mit dem Faktor  $0,37$  herunterskaliert.

Aufgrund der hohen zeitlichen Variabilität des Niederschlages (Kapitel 2.3) wird die Simulation als zeitlich hoch aufgelöste (5 min) dynamische Langzeitsimulation über 30 Jahre durchgeführt. Auf einem aktuellen Rechner (Pentium IV 3,2 GHz) dauert die Simulation eines Szenarios etwa 8 Stunden.

### **Kriterien zum Vergleich der Szenarien (Kapitel 5.1)**

Basierend auf den Arbeiten von Peters & Mühleck (2005) und Schilling et al. (1997) werden unter Berücksichtigung des Zeithorizontes, in dem die Gewässerbeeinträchtigungen auftreten (akut, verzögert, akkumulierend), die folgenden Kriterien für den Vergleich der Szenarien entwickelt: Mittlere Frachten von  $\text{NH}_4\text{-N}$ , CSB und  $P_{\text{ges}}\text{-P}$  sowie Spitzenfrachtströme von Q,  $\text{NH}_4\text{-N}$  und CSB. In die Berechnung der Spitzenfrachtströme gehen die maximalen stündlichen Frachtströme, die während 12 Stunden pro Jahr überschritten werden, ein.

### **Verfahren zum Vergleich der Szenarien (Kapitel 5.2)**

Während der Szenarienvergleich bei nur einem Kriterium geradezu trivial ist, wird es mit zunehmender Anzahl der Kriterien immer schwieriger, einen Vergleich durchzuführen. Gerade im Hinblick auf einen von der WRRL geforderten transparenten Planungsprozess unter Einbeziehung der Öffentlichkeit, bei dem die Ergebnisse vielen Interessensvertretern präsentiert und mit ihnen diskutiert werden müssen, ist eine über-

sichtliche, nachvollziehbar aggregierte Darstellung der Ergebnisse erforderlich. Daher erfolgt der Szenarienvergleich in der vorliegenden Arbeit anhand des multikriteriellen Bewertungsverfahrens der Belastungsanalyse, die vom Autor aus der Nutzwertanalyse (DVWK Materialien 1 1999) entwickelt und als Excel-Applikation umgesetzt wurde. Darüber hinaus werden interaktive Werkzeuge zur Sensitivitätsanalyse zur Verfügung gestellt, die die Diskussion der Ergebnisse unterstützen.

Bei der Belastungsanalyse handelt es sich quasi um eine Invertierung der Nutzwertanalyse. Bei der Nutzwertanalyse wird das Szenario mit dem größten Nutzwert bevorzugt, bei der Belastungsanalyse das Szenario mit dem geringsten Belastungswert. Beide Verfahren führen zum gleichen Ergebnis, jedoch erleichtert die Belastungsanalyse die Ergebnisinterpretation, wenn (wie in der vorliegenden Arbeit) bezüglich aller Kriterien eine Minimierung des Wertes angestrebt wird.

Die Belastungsanalyse weist jedem Wert eines Kriteriums über eine sogenannte Belastungsfunktion einen Belastungswert zu. Die linearen Belastungsfunktionen wurden nach folgendem Prinzip aufgestellt: Keine Emissionen  $\rightarrow$  Belastungswert = 0; Ist-Zustand  $\rightarrow$  Belastungswert = 1; Verdoppelung der Emissionen  $\rightarrow$  Belastungswert = 2. Demnach kann der Belastungswert eines Kriteriums als Wert des Kriteriums, ausgedrückt in Prozent des Ist-Zustandes, interpretiert werden. Für jedes Kriterium sind Gewichtungen zu vergeben. Die Belastungswerte der einzelnen Kriterien werden für jedes Szenario mit den entsprechenden Gewichtungen multipliziert und zum (Gesamt-) Belastungswert aufaddiert. Eine Reduktion des (Gesamt-) Belastungswertes lässt sich somit als (entsprechend den vergebenen Gewichtungen gewichtete) mittlere Reduktion der Gewässerbelastungen interpretieren. Den Kriterien  $P_{\text{ges-P}}$ , CSB,  $\text{NH}_4\text{-N}$  und Q wird je eine Gewichtung von 25% gegeben, die bei den Kriterien  $\text{NH}_4\text{-N}$  und CSB zu gleichen Teilen auf mittlere Frachten und Spitzenfrachten verteilt wird (d. h. je 12,5%).

Da die Belastungsanalyse aus der Vielzahl von Kriterien für jedes Szenario **einen** Belastungswert errechnet, wird der Vergleich der Szenarien erheblich vereinfacht. Durch die grafische Darstellung der Ergebnisse als gestapelte Säulen (Bild 75, S. 210) ist dennoch eine detaillierte Interpretation bezüglich der einzelnen Kriterien möglich.

### Modellsystem (Kapitel 6)

Ein allgemeiner Überblick über das Modellsystem wurde bereits im Unterkapitel „Betrachtetes Einzugsgebiet und Umfang der Untersuchungen“ gegeben. Da es in den Trenngebieten Probleme mit regenbürtigem **Fremdwasser** gibt, wird ein Verfahren zur detaillierten Modellierung des Fremdwassers entwickelt, bei dem sich der Abwasserstrom aus den im Folgenden dargestellten drei Komponenten zusammensetzt:

- Schmutzwasser: Tagesgang
- Fremdwasser bei Trockenwetter (z. B. einsickerndes Grundwasser) : Jahresgang

- Regenwasserabfluss im S-Kanal: 3,5% bis 6% der versiegelten Flächen werden an den S-Kanal angeschlossen.

Die Parameter der Komponenten werden durch Kalibrierung an den Fördermengen der Pumpwerke (Tagesmittelwerte über 5 Jahre) ermittelt. Im **Niederschlag-Abfluss und Schmutzfrachtmodell** wird das Verfahren umgesetzt, indem in jedem Teileinzugsgebiet für jede Komponente ein Modellbaustein (2 x Trockenwetter, 1 x versiegelte Fläche) angelegt wird.

Für die **Druckrohrleitungen** wird ein Modellbaustein unter MATLAB-Simulink entwickelt. Da die Druckrohre vollständig mit (inkompressiblem) Abwasser gefüllt sind, ist das hydraulische Prinzip des Bausteins sehr einfach: Der Ausfluss ist gleich dem Zufluss. Der Zufluss des Druckrohres wird vom Pumpwerk bzw. dem vorangehenden Druckrohr bestimmt. Drücke werden nicht explizit modelliert. Der Baustein bildet eine reine Pfropfenströmung ohne Dispersion ab. Das Funktionsprinzip des Bausteins beruht darauf, dass das Druckrohr in eine Anzahl von Segmenten unterteilt wird, die im Modell durch das Rohr geschoben werden. Somit erreichen die Zulaufkonzentrationen um die hydraulische Aufenthaltszeit im Rohr verzögert den Ablauf.

Die **Kläranlage** wird auf dem Stand März 2003 abgebildet. Sie besteht aus 6 baugleichen, parallelen Linien, die in der Verfahrenskombination Nitrifikation, vorgeschaltete Denitrifikation und biologische Phosphatentfernung mit ergänzender Simultanfällung betrieben werden. Im Modell werden die 6 Linien zu einer mittleren Linie zusammengefasst. Das Modell umfasst Vorklärung (Otterpohl et al. 1994), Belebung (ASM1, insgesamt 8 volldurchmischte Reaktoren) und Nachklärung (3-Schichten-Modell mit variabler Schichtdicke, SIMBA NK3S, ifak system 2001). Da das ASM1 Phosphor nicht abbildet, für die Verwendung eines komplexeren Modells (ASM2d oder ASM3 + BioP) jedoch nicht ausreichend Daten zur Kalibrierung verfügbar waren, wurde ein einfaches Verfahren zur Modellierung des Phosphors entwickelt: Der partikuläre Phosphor wird als Anteil (4%) des TS im Ablauf berechnet. Ferner wird angenommen, dass die Konzentration des gelösten Phosphors durch die chemische Fällung konstant gehalten werden kann (0,2 mg/l). Für die Kalibrierung des Kläranlagenmodells standen Online-Messungen (2h Mittelwerte) über 2 Wochen, Tagesmittelwerte über 4 Monate und Jahresmittelwerte (Ablauf) zur Verfügung. Es konnten sowohl bezüglich der Dynamik, als auch bezüglich der Jahresmittelwerte gute Kalibrierungsergebnisse erzielt werden. Die Nachklärung bildet den mittleren TS im Ablauf gut ab, ebenso eine Erhöhung des TS bei Mischwasserzufluss zur Kläranlage. Aufgrund der komplexen Strömungsverhältnisse in den Nachklärbecken (längs durchströmte Rechteckbecken) und der Tatsache, dass die Schlammeigenschaften (Schlammvolumenindex, Blähschlamm) von den ASM-Modellen nicht modelliert werden, ist eine exakte Vorhersage der TS-Ablaufkonzentrationen eines Regenereignisses jedoch schwierig.

Die **Abwassertemperatur** beeinflusst die Leistungsfähigkeit der Kläranlage, insbesondere der Nitrifikation. Da es durch Regenwasser zu einer starken Abkühlung des Kläranlagenzulaufs kommen kann, wird ein einfaches Verfahren zur dynamischen Modellierung der Abwassertemperatur entwickelt. Es werden die folgenden Effekte identifiziert, die die Abwassertemperatur beeinflussen:

1. Schmutzwassertemperatur an der Quelle
2. Fremdwassertemperatur an der Quelle
3. Regenwassertemperatur
  - Temperatur des Regenwassers in der Luft
  - Wärmeaustausch mit der berechneten Fläche
4. Mischung der Komponenten 1 - 3
5. Wärmeaustausch im Kanal mit dem umgebenden Erdreich (und der Luft)
6. Mischung mit dem in der Kläranlage vorhandenen Abwasser
7. Wärmeaustausch in der Kläranlage mit dem umgebenden Erdreich und der Luft
8. Erwärmung des Wassers in der Kläranlage durch Sonneneinstrahlung

Die Modellierung der Abwassertemperatur erfolgt im Niederschlag-Abfluss Modell durch eine Mischungsrechnung aus Trockenwetterabfluss und Regenwasser. Die Temperatur des Trockenwetterabflusses wird durch einen Jahresgang abgebildet, der dem typischen Jahresverlauf der Abwassertemperatur in der Kläranlage bei Trockenwetter entspricht. Über diesen Jahresgang der Temperatur werden vereinfacht die Effekte 1, 2, 5, 7 und 8 erfasst. Die vorzugebende Regenwassertemperatur beinhaltet im Modell die Effekte 3, 5, 7 und 8. Gute Ergebnisse wurden durch die Verwendung des gemessenen Tagesmittelwertes der Lufttemperatur erzielt. Die Mischung des Kläranlagenzulaufs mit dem in der Kläranlage vorhandenen Abwasser stellte sich als bedeutend heraus, daher wurde das Modell dementsprechend ergänzt.

Zur Simulation der Szenarien wird eine **zentrale Szenarienverwaltung** entwickelt, die Verzeichnisse, Modelldateien und Modellparameter verwaltet sowie Simulationen, Datenimporte und -exporte und die Datenaggregation automatisiert ausführt.

### Szenarien (Kapitel 7)

Zur Verbesserung der Situation im Panke-Einzugsgebiet werden die folgenden Szenarien betrachtet:

- **Speicherbau im Trennsystem** (für regenbürtiges Fremdwasser). Für die Modellierung werden die Speicher zunächst unendlich groß angenommen, später werden dann die in Anspruch genommenen Volumina ausgewertet.
- **Abkopplung** versiegelter Flächen vom Kanal **und Versickerung** des Regenwassers über Mulden und Mulden-Rigolen-Systeme. In den Mischsystemen werden basierend auf einer Potenzialabschätzung (Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker

mbH 1999) aufgrund begrenzter Versickerungsflächen maximal 24% der versiegelten Flächen abgekoppelt. Im Trennsystem werden 100% der fehlangeschlossenen Fläche vom S-Kanal abgekoppelt. Da nicht überall Regenwasserkanäle vorhanden sind, wird der ungünstige Fall angenommen, dass die Überläufe der Mulden und Mulden-Rigolen-Systeme an den S-Kanal angeschlossen bleiben.

- **Urinseparation** wird in bis zu 100% der Haushalte im Trenn- und Mischsystem durchgeführt. Dabei wird ein maximaler Urinseparationsgrad von 75% angenommen (Verluste u. a. durch „Stehpinkler“).
- Globale **Echtzeitsteuerung der Pumpwerke**, zwei prinzipiell unterschiedliche, miteinander kombinierbare Ansätze:
  - Speicherauslastungsszenarien: Reduktion der Mischwasserüberläufe durch optimale Speicherauslastung
  - Überholspurszenarien: Reduktion des durch die Druckrohrleitungen verursachten Frachtstoßeffektes auf die Kläranlage. Von jedem Pumpwerk gibt es mindestens zwei mögliche Förderwege zur Kläranlage. In den Überholspurszenarien wird ein Förderweg bei Trockenwetter und der andere bei Mischwasserförderung genutzt. Wenn sich bei einsetzender Mischwasserförderung die hydraulische Belastung der Kläranlage erhöht, wird diese nun sofort mit Mischwasser (das sich noch von vorangegangenen Regenereignissen in der Mischwasserleitung befindet) beschickt, statt wie im Ist-Zustand mit hoch konzentriertem Schmutzwasser.

## 9.2 Ergebnisse und Fazit

In Kapitel 8.1 werden die Ergebnisse aller Szenarien detailliert beschrieben. Zum Beispiel wird grafisch dargestellt, wie sich die Emissionen aus Überläufen, Kläranlage und insgesamt in Abhängigkeit vom Abkopplungsgrad verhalten. Die Steuerungsalgorithmen werden optimiert, und es wird dargestellt, inwiefern es möglich wäre, im Zusammenhang mit der Urinseparation die Größe der Kläranlage zu reduzieren. In Kapitel 8.2 werden die Ergebnisse ausgewählter Szenarien, die unterschiedliche Maßnahmen beinhalten, mithilfe der Belastungsanalyse gegeneinander verglichen, und es werden Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Ferner wird die Bedeutung unterschiedlicher modelltechnischer Aspekte (Einfluss von Druckrohrleitungen, Modellierung der Abwassertemperatur und Simulationszeitraum) analysiert. Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst dargestellt, und es werden Schlussfolgerungen gezogen.

### 9.2.1 Ergebnisse der Szenarien

#### **Abkopplung und Urinseparation**

Die Abkopplung hat das größte Potenzial zur Verringerung der Gewässerbelastung (Belastungswert), die um bis zu 24% gesenkt wird, obwohl aufgrund begrenzter Versickerungsflächen im Mischsystem maximal 24 % der versiegelten Flächen abgekoppelt werden und obwohl Trennsysteme (nur S-Kanal modelliert) den größten Teil des Einzugsgebietes ausmachen.

Urinseparation bei allen Einwohnern des Einzugsgebietes hat fast das gleiche Potenzial. Aus den Sensitivitätsanalysen folgt, dass je nach Gewichtung das maximale Potenzial der Urinseparation auch besser bewertet werden kann als das der Abkopplung.

Urinseparation erzielt an der Kläranlage die besten Ergebnisse. Abkopplung reduziert stärker die Überläufe.

Vergleicht man die Urinseparation eines gewissen Prozentsatzes der Einwohner im Mischsystem mit der Abkopplung des gleichen Prozentsatzes der versiegelten Fläche, so hat die Abkopplung 4,6-mal so starke positive Auswirkungen. Die Abkopplung ist also deutlich effektiver als die Urinseparation. Diese Aussage wurde von den durchgeführten Sensitivitätsanalysen unabhängig von der Wahl der Gewichtungen bestätigt.

Urinseparation im Mischsystem reduziert die Gewässerbelastung deutlich stärker als Urinseparation bei der gleichen Anzahl der Einwohner im Trennsystem.

Es sei darauf hingewiesen, dass in dieser Arbeit nur die direkten Auswirkungen der Urinseparation auf das Gewässer betrachtet wurden. Weitere Vorteile, wie z.B. die Nutzung des Urins als Dünger, wurden nicht betrachtet.

#### **Speicher im Trennsystem**

Um durch die Speicherung im Trennsystem auf die gleiche Häufigkeit von Notauslassereignissen zu kommen wie durch die Abkopplung, werden große Volumina benötigt, die jedoch nur bei extremen Regenereignissen genutzt werden. Die Speicher im Trennsystem haben kaum negativen Einfluss auf die Kläranlage. Abkopplung fehl-angeschlossener Flächen im Trennsystem hingegen hat einen deutlich positiven Einfluss auf die Kläranlage. Die Gesamtbelastung wird von den Abkopplungsszenarien eindeutig stärker reduziert. Diese Aussage wurde von den durchgeführten Sensitivitätsanalysen unabhängig von der Wahl der Gewichtungen bestätigt.

### **Steuerungsszenarien**

Steuerungsszenarien mit dem Ziel einer optimalen Speicherauslastung können die Gewässerbelastung aus Überläufen um bis zu 12 % reduzieren. Im Gegenzug steigen die Emissionen der Kläranlage. Die Gesamtbelastung kann um bis zu 3 % reduziert werden, wenn der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage während der Speicherentleerung reduziert wird.

Eine Erhöhung der Förderleistungen der Pumpwerke führt zu einer sinkenden Belastung aus Überläufen bei leicht sinkender Gesamtbelastung.

Die Verwendung eines separaten Förderweges für das Mischwasser (Überholspurszenarien) senkt die Ammonium-Emissionen der Kläranlage drastisch (im Mittel auf 40 %, in der Spitze auf 65 %). Daher ist eine Kombination mit den Speicherauslastungsszenarien äußerst sinnvoll. Weiterhin eröffnet die Entlastung der Kläranlage die Möglichkeit, den Mischwasserzufluss zu erhöhen, sofern die Leistungsfähigkeit der Nachklärung dies zulässt. Dies führt im Wesentlichen zu einer Verlagerung der Emissionen von den Überläufen zur Kläranlage. Dadurch können die Belastungen aus Überläufen um bis zu 17 % gesenkt werden.

Die Überholspurszenarien allein senken die Gesamtbelastung um 4 %, in Kombination mit den Speicherauslastungsszenarien um bis zu 8 %. Letzteres ist vergleichbar mit der Abkopplung von etwa 12 % der versiegelten Fläche des Mischsystems bzw. 10 % der insgesamt im Modell abgebildeten versiegelten Fläche. Werden die Gewichtungen innerhalb eines Sensitivitätsbereichs (Halbierung bzw. Verdoppelung der variierten Gewichtungen gegenüber den anzupassenden) variiert, kommt man zu dem Ergebnis, dass die Steuerungsszenarien Verbesserungen erzielen können, die mit einer Abkopplung von etwa 9 % - 17 % der versiegelten Flächen im Mischsystem bzw. 8 % bis 15 % der insgesamt im Modell abgebildeten versiegelten Fläche vergleichbar sind.

### **Kombinierte Szenarien**

Durch die Kombination von Abkopplungs- und Urinseparationsszenarien mit den Speicherauslastungsszenarien (Steuerung mit dem Ziel einer optimalen Speicherauslastung) kommt es nicht zu nennenswerten Synergie- oder Antagonieeffekten. D. h., die Vorteile der Szenarien addieren sich einfach. Das Gleiche gilt für die Kombination von Abkopplung und Urinseparation bei niedrigen bis mittleren Umsetzungsgraden. Erst bei unrealistisch hohen Umsetzungsgraden kommt es zu einer Antagonie.

Die Ergebnisse einer Kombination der Überholspurszenarien entsprechen den im Folgenden dargestellten Ergebnissen einer Rechnung ohne Druckrohrleitungsnetz.

### 9.2.2 Aspekte der Modellierung und Auswertung

#### **Einfluss des Druckrohrleitungsnetzes**

Die Druckrohrleitungen führen aufgrund der Frachtstoßproblematik zu deutlich erhöhten Ammonium-Emissionen der Kläranlage. Im Vergleich zu einem System ohne Druckrohrleitungen sind die Ammonium-Emissionen im Mittel 1,6-mal und in der Spitze sogar 2,3-mal so groß. Eine Abbildung der Druckrohrleitungen im Modell ist daher zwingend erforderlich.

Für die Übertragung der Szenarienergebnisse auf ein System ohne Druckrohrleitungen sind folgende Einflüsse zu beachten:

- Urinseparation brächte etwas geringere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,13 statt um 0,17 im Szenario Urs100).
- Abkopplung brächte minimal geringere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,46 statt um 0,48 im Szenario Abk100). Abkopplung im Mischsystem bringt bei Abkopplungsgraden unter 25% in beiden Fällen die gleichen Vorteile.
- Steuerung mit dem Ziel einer optimalen Speicherauslastung brächte etwas größere Vorteile (Reduktion des Belastungswertes um 0,04 statt um 0,03 im Szenario Urs100).

#### **Modellierung der Kläranlage**

In der vorliegenden Arbeit hat sich die dynamische biochemische Modellierung der Kläranlage als absolut notwendig erwiesen. Ein einfacher Ansatz, z. B. über konstante Abbaugrade hätte nicht ausgereicht. Insbesondere sind folgende Phänomene nur durch die biochemische Kläranlagenmodellierung zu beschreiben:

- Erhöhte Ammonium-Emissionen durch Frachtstöße (Dieser Punkt verstärkt auch die Auswirkungen der folgenden Punkte auf die Kläranlage.)
- Überproportionale Erhöhung der Kläranlagenemissionen durch die Steuerungsszenarien zur optimalen Speicherauslastung
- Effekte der Förderwegsteuerung (Überholspurszenarien)
- Einfluss der Urinseparationsszenarien
- Einfluss der Abkopplungsszenarien

#### **Modellierung der Abwassertemperatur**

Der in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagene Ansatz zur Modellierung der Abwassertemperatur ist in der Lage, den Temperatursturz sowohl in seiner Dynamik als auch in

seiner Größe abzubilden. Die Modellierung der Mischungsvorgänge in der Kläranlage stellte sich als besonders wichtig heraus, daher wurde das Modell dementsprechend ergänzt.

Aufgrund der in Kapitel 9.1 dargestellten derzeit noch nicht bzw. nur stark vereinfacht abgebildeten Phänomene kann der Temperatursturz des Abwassers je nach Ereignis geringfügig über- oder unterschätzt werden, und eine exakte Modellierung der Abwassertemperatur ist derzeit nicht möglich. Weitere Studien zur Beschreibung dieser Phänomene wären daher sinnvoll. Die vorgeschlagene Herangehensweise liefert jedoch auf jeden Fall bessere Ergebnisse als die Verwendung einer konstanten Abwassertemperatur bzw. eines Jahresverlaufs.

Ein Vernachlässigen des Temperatursturzes in der Modellierung würde insbesondere in einem System ohne Druckrohrleitungen zu einer deutlichen Unterschätzung der Ammonium-Spitzenemissionen um 33% führen. In dem betrachteten System mit Druckrohrleitungen würden die Ammonium-Spitzenemissionen nur um 12% unterschätzt, da der Temperatursturz die Kläranlage erst nach der hydraulischen Spitze erreicht. Die mittleren Ammonium-Emissionen würden in beiden Fällen gleichermaßen um 22% unterschätzt.

### **Einfluss des Simulationszeitraums**

Bereits in der Literaturstudie in Kapitel 2.3 wurde die Bedeutung der Langzeitsimulation herausgestellt. Durch die vorliegende Arbeit konnte diese bestätigt werden:

Um die Lösung zu finden, die im langjährigen zeitlichen Mittel die optimale Lösung darstellt, sollte aufgrund der hohen zeitlichen Variabilität des Niederschlages eine Langzeitsimulation durchgeführt werden.

### **Modellverknüpfung**

Die verwendete Modellverknüpfung über Aus- und Eingabedateien hat sich bewährt. Sie ist immer dann zulässig, wenn keine Rückkopplungen zwischen den Modellen bestehen, und bietet den Vorteil, dass sich auf diese Weise beliebige Modelle miteinander verknüpfen lassen.

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Modelle arbeiten mit unterschiedlichen Dateiformaten. Das Problem wurde über automatisierte Dateiformatkonvertierungen zufriedenstellend gelöst. Dennoch sind mit der Vorgehensweise Nachteile verbunden (erhöhte Komplexität der Datenverwaltung, Zeit- und Verwaltungsaufwand für die Konvertierung, erhöhter Speicherplatzbedarf), sodass empfohlen wird, wenn irgend möglich die Modelle derart anzupassen, dass für alle das gleiche Dateiformat verwendet werden kann. Aus Gründen des Speicherplatzbedarfs für die Langzeitsimulation sollte es sich

dabei um ein Binärformat handeln. Das verwendete Format sollte von professioneller Software zur Zeitreihenvisualisierung und -verarbeitung gelesen werden können.

### **Szenarioverwaltung**

Der Ansatz der zentralen Szenarioverwaltung bestehend aus

- einer zentralen Parameterdatei für jedes Szenario,
- automatisierter Verzeichniserstellung und
- automatisierter Ausführung der
  - Im- und Exportvorgänge,
  - Simulationsrechnungen und
  - Datenaggregation

hat sich sehr bewährt. Er führte zu einer wesentlichen Vereinfachung der Arbeit, ohne die die Durchführung der unzähligen Simulationsrechnungen, die für die vorliegende Arbeit benötigt wurden, wahrscheinlich nicht möglich gewesen wäre.

### **Ergebnisauswertung mittels Belastungsanalyse**

In der vorliegenden Arbeit wurde zum Vergleich der Szenarien aus der Nutzwertanalyse das multikriterielle Bewertungsverfahren der Belastungsanalyse entwickelt. Beide Verfahren sind prinzipiell gleichwertig, jedoch vereinfacht die Belastungsanalyse die Ergebnisinterpretation, wenn (wie in der vorliegenden Arbeit) bezüglich aller Kriterien eine Minimierung des Wertes angestrebt wird.

Die Verwendung der Belastungsanalyse für die Ergebnisauswertung hat sich sehr bewährt. Ohne die aggregierte Darstellungsform wäre der in dieser Arbeit vorgenommene Vergleich von 23 Szenarien anhand von 6 Kriterien (macht insgesamt 138 Werte) nur schwer leistbar gewesen. Die Abwägung der einzelnen Kriterien gegeneinander müsste verbal-argumentativ vorgenommen werden. Das hätte endlose Ausführungen zur Folge, die weit von der Transparenz und Nachvollziehbarkeit der Ergebnisdarstellung der vorliegenden Arbeit entfernt gewesen wären.

Darüber hinaus birgt die Belastungsanalyse erhebliches Potenzial, wenn es darum geht, Ergebnisse mit Interessensvertretern unterschiedlicher Meinung zu diskutieren.

### **9.3 Ausblick**

Aufbauend auf die vorliegende Arbeit werden vom Autor weitergehende Untersuchungen und Entwicklungen empfohlen, die im Folgenden dargestellt sind.

### 9.3.1 Betrachtete Fallstudie

#### Bewertung der Szenarien

Die für den Vergleich der Szenarien mittels Belastungsanalyse benötigten Gewichtungen wurden vom Verfasser entwickelt und Sensitivitätsanalysen unterzogen.

Interessant wäre es darüber hinaus, mit einem Fragebogen die Präferenzen der Experten und Interessensvertreter im Einzugsgebiet zu ermitteln, daraus Gewichtungen abzuleiten und die Auswirkungen auf das Bewertungsergebnis zu analysieren. Insbesondere wäre interessant, zu welchen Unterschieden im Bewertungsergebnis die Gewichtungen unterschiedlicher Personen führen.

Ein Fragebogen zur Ermittlung der Präferenzen wurde entwickelt, konnte aber aus zeitlichen Gründen im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht mehr zum Einsatz kommen.

#### Betrachtung der Kosten

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Kriterien beziehen sich auf die Gewässerökologie und den Hochwasserschutz. Darüber hinaus wird empfohlen, die Kosten der Szenarien zu ermitteln und in die Bewertung einzubeziehen.

#### Modellierung des gesamten Panke-Einzugsgebietes und des Gewässers

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit war es nicht möglich, jede potenziell interessante Systemkomponente im Modell abzubilden, da dies den Umfang gesprengt hätte. Daher mussten Schwerpunkte gesetzt werden, und das Gewässer wurde nicht explizit modelliert. Der Vergleich der Szenarien erfolgte dementsprechend anhand von Emissionskriterien, die im Hinblick auf die Wirkungen der Emissionen im Gewässer abgeleitet wurden.

Es wird empfohlen, die vorliegende Arbeit fortzuführen und das gesamte Panke-Einzugsgebiet inklusive Gewässer in die Modellierung einzubeziehen, um zum einen Maßnahmen in anderen Teilen des Einzugsgebietes in die Betrachtungen einzubeziehen und zum anderen die Wirkungen der Szenarien auf das Gewässer direkt quantifizieren zu können. Dazu sollte sowohl die Gewässerhydraulik, als auch in vereinfachter Form die chemische Gewässerqualität abgebildet werden. Aus dem WSM300-Projekt (Leichtfuß et al. 2005) liegen dazu bereits weitere Modellkomponenten vor. Das in der vorliegenden Arbeit verwendete Niederschlag-Abfluss-Modell STORM wurde mittlerweile um eine vereinfachte Modellierung der chemischen Gewässergüte nach den Gleichungen des BWK Merkblatt 3 (2001) erweitert, die im Rahmen des WSM300 Projektes noch nicht zur Verfügung standen.

### **Betrachtung weiterer Probleme, Maßnahmen und Ziele**

Mit dem beschriebenen erweiterten Modell wird es möglich, in der vorliegenden Arbeit nicht explizit betrachtete Problembereiche wie z.B. die Niedrigwasserproblematik der Panke abzubilden.

Über die abgebildeten stofflichen Parameter hinaus wäre es interessant, weitere Stoffe in die Betrachtung einzubeziehen, z.B. Krankheitserreger, Schwermetalle, organische Schadstoffe, Medikamentenreste, etc.

Wünschenswert wäre im Sinne einer einzugsbereichsorientierten Planung, auch konkrete Maßnahmen am Gewässer zu betrachten (z.B. Renaturierung, Rad- und Wanderwege) und in diesem Zusammenhang sozio-ökonomische Kriterien wie z.B. den Naherholungswert der Landschaft in den Vergleich einzubeziehen.

### **9.3.2 Aspekte der Modellierung und Softwareentwicklungen**

#### **Modellierung der Abwassertemperatur**

Im Fazit wurde die Wichtigkeit der Modellierung der Abwassertemperatur für die Modellierung der Kläranlagenemissionen herausgestellt. Es wurde dargestellt, dass es bezüglich der Modellierung der Abwassertemperatur Aspekte gibt, die genauer erforscht werden sollten. Dies sind insbesondere:

- Schmutzwassertemperatur an der Quelle
- Fremdwassertemperatur an der Quelle
- Regenwassertemperatur
  - Temperatur des Regenwassers in der Luft
  - Wärmeaustausch mit der berechneten Fläche
- Wärmeaustausch im Kanal mit dem umgebenden Erdreich (und der Luft)
- Wärmeaustausch in der Kläranlage mit dem umgebenden Erdreich und der Luft
- Erwärmung des Wassers in der Kläranlage durch Sonneneinstrahlung

#### **Empfohlene Erweiterungen der Simulationssoftware SIMBA für die Langzeitsimulation**

Die Simulationsumgebung SIMBA wurde ursprünglich für Simulationszeiträume von Tagen bis Wochen entwickelt. Mit der Version 5.0 wird ein Block zur Dateiaufzeichnung zur Verfügung gestellt, der eine wesentliche Voraussetzung für die Durchführung einer Langzeitsimulation darstellt. Im Hinblick auf die Langzeitsimulation werden für zukünftige SIMBA-Versionen folgende Erweiterungen empfohlen: Unter-

stützung absoluter Zeitstempel; Unterstützung der Möglichkeit, mit dem Dateiaufzeichnungsblock einzelne Signale aufzeichnen zu können; direkter Zugriff auf Ausgabedateien mit dem SIMBA-Monitor; Unterstützung eines allgemein üblichen Zeitreihenformates (siehe Kapitel 6.6).

#### **Entwicklung einer Software zur Szenarioverwaltung**

Aufbauend auf die entwickelte Methodik und die entwickelten Programme zur Szenarioverwaltung (siehe Fazit) ist die Entwicklung einer professionellen Software zur Szenarienverwaltung wünschenswert. Die Software sollte folgende Funktionen erfüllen:

- Verwaltung der Szenarieninformationen:
  - Name und Kurzbeschreibung
  - Verzeichnisse der Ein- und Ausgabedateien, automatische Erstellung der Verzeichnisnamen aus den Szenarionamen
  - Modelldateien und Parameter
- Automatisierte Ausführung von
  - Im- und Export
  - Modellausführung
  - Datenaggregation

#### **Weiterentwicklung der Bewertungssoftware**

In der jetzigen Version der Excel Anwendung der Nutzwert- bzw. Belastungsanalyse können komfortabel Sensitivitätsanalysen bezüglich der Gewichtungen durchgeführt werden. Eine aggregierte Darstellung der Ergebnisse mehrerer Sensitivitätsanalysen in einer Grafik (Bild 81, S. 224) kann derzeit nur manuell erstellt werden. Eine Erweiterung der Software zur automatisierten Erstellung ist wünschenswert.

Um die Bewertungsergebnisse zweier Interessensvertreter, die unterschiedliche Gewichtungen vergeben, gegeneinander zu vergleichen, müssen derzeit für beide separat Ergebnisgrafiken erstellt werden, die dann gegeneinander verglichen werden. Wünschenswert wäre, wenn die Software mehrere Sätze von Gewichtungen verwalten und die unterschiedlichen Bewertungsergebnisse in einer Grafik anzeigen könnte. Darüber hinaus wäre wie bei den Sensitivitätsanalysen eine aggregierte Darstellung mehrerer (z.B. 10) Bewertungsergebnisse, die mit unterschiedlichen Gewichtungen zustande kommen, in einer Grafik wünschenswert.

## 10 Verzeichnisse

### 10.1 Abbildungen

Bild 1: Systematische Vorgehensweise .....	38
Bild 2: Lage der Panke im Großraum Berlin .....	39
Bild 3: Panke in Berlin (unterhalb des Verteilerbauwerks) .....	40
Bild 4: Druckrohrleitungsnetz nach Schönerlinde und im Modell abgebildete Pumpwerke .....	46
Bild 5: Vergleich des Frachtstoßverhaltens von realem und modelliertem System .....	49
Bild 6: Entwicklung von Kriterien zum Vergleich von Szenarien .....	50
Bild 7: Überschreitungsdauerlinie, Ergebnis der Langzeitsimulation .....	54
Bild 8: Nutzenfunktionen, Beispiel .....	60
Bild 9: Abflussverteilung im Panke-Einzugsgebiet .....	61
Bild 10: Ergebnisgrafik der Nutzwertanalyse, Beispiel .....	64
Bild 11: Belastungsfunktion, Beispiel .....	65
Bild 12: Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse, Beispiel .....	66
Bild 13: Ergebnisgrafik der Belastungsanalyse, Bild 12 mit anderer Reihenfolge der Kriterien .....	67
Bild 14: Sensitivitätsanalyse, Beispiel: hydraulische Spitzenbelastung .....	69
Bild 15: Sensitivitätsanalyse, Beispiel: mittlere Frachten ↔ Spitzenfrachten....	70
Bild 16: Schematische Aufteilung des Abwasserstroms zur Modellierung des Fremdwassers .....	77
Bild 17: Verfahren zur Bestimmung von $A_U$ und $Q_T$ .....	78
Bild 18: Vergleich der Pumpwerksfördermengen mit den Ergebnissen der Kalibrierung des Excel Modells, exemplarisch für das Pumpwerk Rosenthal und das Jahr 2001 .....	79
Bild 19: Vergleich der Pumpwerksfördermengen mit den Ergebnissen der Kalibrierung des Excel Modells und des STORM Modells, exemplarisch für das Pumpwerk Rosenthal und das Jahr 2001 .....	80
Bild 20: Einzugsgebiet des Pumpwerkes Niederschönhausen .....	82
Bild 21: Einzugsgebiet des Pumpwerkes Niederschönhausen, Umsetzung im Modell .....	83
Bild 22: Verwendete Tagesganglinie und Vergleich des Tagesganges des Trockenwetterabflusses exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen .....	84

Bild 23: Vergleich gemessener Fördermengen mit den Modellergebnissen des Pumpwerkszulaufs exemplarisch für das Pumpwerk Niederschönhausen .....	88
Bild 24: Teileinzugsgebiete für die Modellierung der Pumpwerkseinzugsgebiete Berlin IV und Berlin X .....	90
Bild 25: Vergleich des Tagesganges des Trockenwetterabflusses für das Pumpwerk Berlin X.....	92
Bild 26: Vergleich gemessener Fördermengen mit den Modellergebnissen der Pumpwerksfördermenge des Pumpwerks Berlin X .....	98
Bild 27: Zu- und Ablauf des Druckrohrleitungsbausteins, Beispiel .....	100
Bild 28: Modell des Abwasserdruckrohrleitungsnetzes .....	102
Bild 29: Pumpwerksteuerung des Ist-Zustandes, Ganglinien eines Starkregenereignisses.....	105
Bild 30: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufsmesswerten der Kläranlage, Tagemittelwerte vom 01.03.2003 bis 30.06.2003 .....	106
Bild 31: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufsmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte des Zuflusses vom 01.03.2003 bis 30.06.2003.....	108
Bild 32: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufsmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte 05. und 06.06.2003.....	110
Bild 33: Vergleich des Ablaufs des ADL-Modells mit Zulaufsmesswerten der Kläranlage, 2h-Mittelwerte 29. und 30.08.2003.....	111
Bild 34: Modell der Kläranlage .....	113
Bild 35: Modell der Nitrifikation.....	118
Bild 36: TS-Gehalte in der Belebung, Messwerte und Jahresgang des Langzeitmodells .....	119
Bild 37: TS-Gehalte in der Belebung, Messwerte und modellierte Werte des Kalibrierungsmodells .....	120
Bild 38: Bilanzen der Messwerte und Modellergebnisse (CSB, P, TS, N, Q)..	124
Bild 39: Zu- und Ablaufganglinien des kalibrierten Kläranlagenmodells, Q und Stickstoff .....	126
Bild 40: Ablaufganglinien des kalibrierten Kläranlagenmodells, CSB und P...	127
Bild 41: Zufluss und Temperaturganglinien an der Kläranlage .....	132
Bild 42: Zufluss und Temperaturganglinien an der Kläranlage, Tagemittelwerte .....	133
Bild 43: Verwendete Verzeichnisstruktur .....	139
Bild 44: Schematische Darstellung von Muldenversickerung und Mulden-Rigolen-System .....	146

Bild 45: Maximales Abkopplungspotenzial.....	149
Bild 46: Mögliche Versickerungsmethoden.....	150
Bild 47: Für die Teileinzugsgebiete des Modells verwendete Versickerungsarten.....	152
Bild 48: $k_f$ -Werte und für die Teileinzugsgebiete des Modells verwendete Versickerungsarten.....	153
Bild 49: Etabliertes Abwassersystem mit linearen Stoffströmen.....	154
Bild 50: Alternative Sanitärkonzepte mit geschlossenen Stoffkreisläufen.....	155
Bild 51: Urinseparationstoilette.....	156
Bild 52: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel einer gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern, gekürzte Darstellung.....	164
Bild 53: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel einer gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern.....	164
Bild 54: Algorithmus zur diskreten Umverteilung der Überlaufvolumenströme	168
Bild 55: Algorithmus zur Steuerung mit dem Ziel der gleichen Restspeicherzeit in allen Speichern mit Umverteilung der Überlaufvolumenströme.....	169
Bild 56: Ganglinien eines Starkregenereignisses, Algorithmus 1b cbd, $fQ_{\max} = 1,6$ ; $fQ_{ME} = 1,2$ .....	172
Bild 57: Druckrohrleitungen für Schmutzwasser und Mischwasser.....	174
Bild 58: ADL-Modell mit Überholspur.....	177
Bild 59: Ganglinien eines Starkregenereignisses, Vergleich zwischen Ist-Zustand, Überholspurszenario und dem fiktiven Szenario ohne Druckrohrleitungsnetz (KADL).....	178
Bild 60: Ergebnisse der Speicher im Trennsystem.....	182
Bild 61: In Anspruch genommene Speichervolumina in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit.....	183
Bild 62: Ergebnisse der Abkopplungsszenarien.....	187
Bild 63: Ergebnisse der Urinseparationsszenarien.....	190
Bild 64: Verkleinerung der Kläranlage bei 100 % Urinseparation.....	192
Bild 65: Schlammalter (Jahresmittel) bei Verkleinerung der Kläranlage.....	193
Bild 66: Verkleinerung der Kläranlage bei 100 % Urinseparation ohne Rückbelastung durch Schlammwasser.....	194
Bild 67: Vergleich der Steuerungsalgorithmen.....	195
Bild 68: Überlaufvolumenströme eines Starkregenereignisses.....	196
Bild 69: Vergleich der verschiedenen Steuerungsvarianten für die Überlaufphase.....	198
Bild 70: Variation der maximalen Förderleistung der Pumpwerke.....	200

Bild 71: Variation des Kläranlagenzulaufs während der Phase der Speicherentleerung (Algorithmus 1b cbd) .....	201
Bild 72: Optimale Steuerungsvarianten .....	203
Bild 73: Ergebnisse der Überholspurszenarien, Steuerung der Fördermengen wie im Ist-Zustand .....	204
Bild 74: Ergebnisse der Überholspurszenarien, Steuerung der Fördermengen nach Algorithmus 1b cbd .....	206
Bild 75: Vergleich der Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse .....	210
Bild 76: Sensitivitätsanalyse, hydraulische Spitzenbelastung .....	218
Bild 77: Sensitivitätsanalyse, mittlere Frachten ↔ Spitzenfrachten.....	219
Bild 78: Sensitivitätsanalyse, Ammonium.....	220
Bild 79: Sensitivitätsanalyse, CSB .....	221
Bild 80: Sensitivitätsanalyse, Phosphor .....	222
Bild 81: Häufigkeitsverteilung der Belastungswerte der Ränder der Sensitivitätsbereiche .....	224
Bild 82: Kombinierte Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse.....	226
Bild 83: Einfluss des Druckrohrleitungsnetzes auf die Wirksamkeit der Szenarien, Ergebnis der Belastungsanalyse.....	228
Bild 84: Einfluss des Simulationszeitraums, Ergebnis der Belastungsanalyse.....	231
Bild 85: Programmcode des Druckrohrbausteins .....	268
Bild 86: Skizzen zum Verständnis des Programmcodes des Druckrohrbausteins .....	269
Bild 87: Verwendete kinetische Parameter des ASM1 nach Bornemann et al. (1998).....	270
Bild 88: Fließschema der in Kapitel 6.4.2.2 beschriebenen zuflussfrachtproportionalen Rückbelastung.....	271
Bild 89: Fließschema der in Kapitel 6.4.2.2 beschriebenen schlammfrachtproportionalen Rückbelastung .....	271
Bild 90: Aufteilung der Schmutzfrachten des häuslichen Abwassers auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser.....	274
Bild 91: Abschätzung, ob es bei den Urinseparationsszenarien zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann .	275
Bild 92: Abschätzung, ob es bei den Urinseparationsszenarien zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann, ohne Rückbelastung durch Schlammwasser .....	276
Bild 93: Berechnung der P-Ablaufmengen der Urinseparationsszenarien.....	277

## 10.2 Tabellen

Tabelle 1: In der vorliegenden Arbeit untersuchte Probleme .....	43
Tabelle 2: Betrachtete Maßnahmen .....	44
Tabelle 3: Abschätzung des Anteils der im Modell an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner und versiegelten Flächen .....	48
Tabelle 4: Gewässerbelastungen durch die Siedlungsentwässerung .....	52
Tabelle 5: Verwendete Kriterien zum Vergleich der Szenarien .....	53
Tabelle 6: Zuordnung der Kriterien zu den Problemen .....	53
Tabelle 7: Datenquellen der Pumpwerksfördermengen .....	73
Tabelle 8: Fremdwasserursachen bei Mischwasserkanälen (MW) sowie Schmutzwasser- (SW) und Regenwasserkanälen (RW) der Trennkanalisation .....	76
Tabelle 9: Einzugsgebietskennwerte der Trenngebiete und Ergebnisse der Kalibrierung .....	81
Tabelle 10: Abflussbildungsparameter .....	85
Tabelle 11: Einwohnerspezifische Schmutzfrachten und Stoffkonzentrationen.	87
Tabelle 12: Flächendaten, Einwohnerzahlen und Belastungsdaten für die Pumpwerke Berlin IV und X .....	91
Tabelle 13: Abflussbildungsparameter .....	93
Tabelle 14: Abflussbilanzen der Pumpwerke Berlin X und IV für den Modellregen MR60, n=1 und Vergleich mit den Ergebnissen von bpi (1997; 2002) .....	95
Tabelle 15: Überlaufmengen der Regenüberläufe des Einzugsgebietes Berlin X.....	96
Tabelle 16: Überlaufmengen der Regenüberläufe des Einzugsgebietes Berlin IV.....	97
Tabelle 17: Kenndaten der Pumpwerke .....	103
Tabelle 18: Übersicht über Fördermengen und Kläranlagenzuflüsse .....	104
Tabelle 19: Skalierungsfaktoren Modellwert Ablauf ADL / Messwert Zulauf KA .....	107
Tabelle 20: Rückbelastung aus Schlammwässern bezogen auf die Zulauffrachten .....	114
Tabelle 21: Rückbelastung aus Schlammwässern bezogen auf die Schlammfrachten .....	115
Tabelle 22: Zulauffraktionierung.....	116
Tabelle 23: Typische Werte für den Schlammvolumenindex (SVI) .....	120

Tabelle 24: Vergleich der modellierten Kläranlagenablaufkonzentrationen mit Messwerten im Jahresmittel.....	127
Tabelle 25: Namensgebung der Abkopplungsszenarien .....	148
Tabelle 26: Kenndaten der verwendeten Mulden und Mulden-Rigolen-Systeme.....	151
Tabelle 27: Abwasserteilströme.....	155
Tabelle 28: Aufteilung der Schmutzfrachten auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser .....	157
Tabelle 29: Namensgebung der Urinseparationsszenarien .....	158
Tabelle 30: Einwohnerspezifischer Schmutzwasseranfall der Urinseparationsszenarien .....	158
Tabelle 31: Namensgebung der Speicherauslastungsszenarien .....	170
Tabelle 32: Minimalwerte der näherungsweise berechneten Konzentration, die bei Trockenwetter auftreten können .....	175
Tabelle 33: Namensgebung der Überholspurszenarien .....	176
Tabelle 34: Kurzbeschreibung der in der zusammenfassenden Ergebnisdarstellung vorkommenden Szenarien .....	179
Tabelle 35: Vergleich der Szenarien, Prozent des Ist-Zustandes .....	211
Tabelle 36: Sensitivität der Szenarien .....	223
Tabelle 37: Einfluss der Modellierung der Abwassertemperatur auf die Ammonium-Ablaufmengen der Kläranlage .....	230
Tabelle 38: Normierte mittlere Konzentrationen des Regenabflusses .....	264
Tabelle 39: Grundwerte und örtliche mittlere Konzentrationen des Regenabflusses .....	264
Tabelle 40: GV, CSB/TS und CSB/oTS von Belebtschlamm .....	272

### 10.3 Literatur

- Almeida, M. C. (1999): Pollutant transformation processes in sewers under aerobic dry weather flow conditions. PhD thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Department of Civil Engineering. London.
- ATV-Arbeitsgruppe 1.9.3 (1989): Ausgewählte Grundlagen für die Anwendung von Schmutzfrachtberechnungsmethoden. Korrespondenz Abwasser 36 (12): 1430 - 1437.
- ATV-DVWK-Arbeitsgruppe ES-1.3 "Fremdwasser" (2003): Fremdwassersituation in Deutschland. KA - Abwasser, Abfall 50 (1): 70 - 81.
- ATV-DVWK A 110 (2001): Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen. Hennef, GFA e.V.
- ATV-DVWK A 131 (2000): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Hennef, GFA e.V.
- ATV-DVWK A 138 (2002): Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser. Hennef, GFA e.V.
- ATV-DVWK A 198 (2003): Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen. Hennef, ATV-DVWK.
- ATV-DVWK M 165 (2004): Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungsentwässerung. Hennef, ATV-DVWK.
- ATV-DVWK Merkblatt M 165 (2004): Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungsentwässerung. Hennef, ATV-DVWK.
- ATV (1996): Handbuch Klärschlamm. Berlin, Ernst & Sohn Verlag.
- ATV A 118 (1998): Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Hennef, GFA e.V.
- ATV A 128 (1992): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenlastungsanlagen in Mischwasserkanälen. St. Augustin, GFA e.V.
- ATV A 131 (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Hennef, GFA e.V.
- Bertrand-Krajewski, J. L., Briat, P., Scrivener, O. (1993): Sewer sediment production and transport modelling: A literature review. Journal of Hydraulic Research 31 (4): 435 - 460.
- Böhm, E., Hiessl, H., Hillenbrand, T. (1999): Auswahl und Bewertung von Techniken zum nachhaltigen Umgang mit Wasser in Neubaugebieten. Karlstuhe, Fraunhofer-Institut für Systemtechnik und Innovationsforschung (ISI).
- Böhme, M. (1998): Gewässerstruktur von Wuhle, Panke und Tegeler Fließ - Bewertung und Vorschläge zu deren Verbesserung, Bericht. Berlin.
- BOKU (2005): Vorlesungsunterlagen Siedlungswasserbau und Gesässerschutz Teil B: Abwasserentsorgung, Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Siedlungswasserbau, Industrierwasserwirtschaft und Gewässerschutz.

- Bornemann, C., Londong, J., Freund, M., Nowak, O., Otterpohl, R., Rolfs, T. (1998): Hinweise zur dynamischen Simulation von Belebungsanlagen mit dem Belebtschlammmodell Nr.1 der IAWQ. Korrespondenz Abwasser 45 (3): 455-462.
- bpi Hannover Beratende Ingenieure (1997): Berliner Wasserbetriebe – Kanalnetz und Schmutzfrachtberechnung in Einzugsgebiet APw Mitte, Scharnhorststraße (Berlin IV) - Istzustand - Erläuterungsbericht.
- bpi Hannover Beratende Ingenieure (2002): Berliner Wasserbetriebe – Kanalnetz und Schmutzfrachtberechnung in Einzugsgebiet APw Wedding, Bellermannstraße (BlX) - Istzustand – Erläuterungsbericht.
- Brans, J. P., Vincke, P., Mareschal, B. (1986): How to select and how to rank projects: The PROMETHEE method. European Journal of Operational Research 24: 228-238.
- BWK Arbeitsgruppe 2.3 (1999): Begleitband zum Leitfaden zur Ableitung von Anforderungen an Niederschlagswassereinleitungen unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse. Kassel.
- BWK Arbeitsgruppe 2.3 (2004): Leitfaden zur detaillierten Nachweisführung immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswassereinleitungen gemäß BWK-Merkblatt 3. Kassel.
- BWK Merkblatt 3 (2001): Ableitung von immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswassereinleitungen unter Berücksichtigungen örtlicher Verhältnisse. Düsseldorf, BWK e.V.
- DIN EN 752-1 (1995): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden - Teil 1: Allgemeines und Definitionen.
- DVWK Materialien 1 (1999): Integrierte Bewertung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen. Bonn, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH.
- DWA A 100 (2006): Leitlinien der integralen Siedlungsentwässerung (ISiE). Hennef, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- DWA A 100 (Entwurf, 2005): Leitlinien der integralen Siedlungsentwässerung (ISiE). Hennef, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- Eisenführ, F., Weber, M. (1999): Rationales Entscheiden. Berlin und Heidelberg, Springer.
- EPA (2000): EPANET 2 - User Manual, U.S. Environmental Protection Agency.
- Erbe, V. (2004): Entwicklung eines integralen Modellansatzes zur immissionsorientierten Bewirtschaftung von Kanalnetz, Kläranlage und Gewässer. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls Abfallwirtschaft und des Lehrstuhls Siedlungswasserwirtschaft 13. Weimar, Bauhaus-Universität.
- Foundation for Water Research (1994): Urban Pollution Management Manual - A planning guide for the management of urban wastewater discharges during wet water. Marlow.
- Foundation for Water Research (1998): Urban Pollution Management Manual. Second Edition. Marlow.

- Fraunhofer ISE (2001): Solar-Passivhaus „Wohnen & Arbeiten“ Freiburg, Vauban. Freiburg, Gefördert durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt - Förderkennzeichen 12333.
- Fronteau, C., Bauwens, W., Vanrolleghem, P., Smeets, M. (1996): An immission based evaluation of the efficiency of the sewer-WWTP-river system under transient conditions. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover.
- Guimaraes Pereira, A. (1996): NAIADE - Manual & Tutorial. Ispra (Italien), Joint Research Centre of the European Commission - Ispra Site.
- Gujer, W. (1999): Siedlungswasserwirtschaft. Berlin/Heidelberg.
- Henze, M., Grady, C. P. L. J., Gujer, W., Marais, G. v. R., Matsuo, T. (1987): Activated Sludge Model No. 1 (IAWPRC Scientific and Technical Report No. 1). London, IAWPRC.
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M. C., Marais, G. v. R. (1995): Activated Sludge Model No. 2 (IAWQ Scientific and Technical Report No. 3). London, IAWQ.
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M. C., Marais, G. v. R., van Loosdrecht, M. C. M. (1999): Activated Sludge Model No. 2d. Water Science & Technology 39 (1): 165 - 182.
- Hinkelmann, R. (2006): Hydrologie und Wasserwirtschaft - Hydrologische Grundlagen, Vorlesungsskript, Fachgebiet Wasserwirtschaft und Hydroinformatik, TU-Berlin.
- Huisman, J. (2001): Transport and transformation processes in combined sewers. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Hydromechanik und Wasserwirtschaft 10. Zürich, ETH.
- Hunze, M. (1996): Numerische Modellierung reaktiver Strömungen in oberflächenbelüfteten Belebungsbecken. Institut für Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, Bericht Nr. 48.
- Hunze, M., Freimann, R., Janzen, M., Schumacher, S. (2005): Strömungs- und Feststoffverhältnisse in Nachklärbecken (Teil 1). wwt wasserwirtschaft wassertechnik 9: 17 - 20.
- Hunze, M., Freimann, R., Janzen, M., Schumacher, S. (2005): Strömungs- und Feststoffverhältnisse in Nachklärbecken (Teil 2). wwt wasserwirtschaft wassertechnik 10: 24 - 27.
- Hydrotec (2003): TimeView Dokumentation. Aachen, Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH.
- ifak system (2001): SIMBA (R) 4.0 - Handbuch - Referenz. Magdeburg, Institut für Automation und Kommunikation e.V.
- ifak system (2005): SIMBA (R) 5.0 - Simulation von Abwassersystemen - Referenz. Magdeburg, Institut für Automation und Kommunikation e.V.
- Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH (1999): Fachliche Ausarbeitungen zum STEP Teil II „Planungen“, Bericht. Berlin.
- Ingenieurges. Prof. Dr. Sieker mbH (2003): Handbuch STORM. Berlin

- IWA Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment (2000): Activated Sludge Models ASM1, ASM2, ASM2D and ASM3. London.
- Jack, A. G., Petrie, M. M., Ashley, R. M. (1996): The diversity of sewer sediments and the consequences for sewer flow quality modelling. *Water Science & Technology* 33 (9): 207 - 214.
- Keller, S. (2004): Regenwetterbeprobung 2003 - Auswertung und Bewertung. Berlin, Berliner Wasserbetriebe AE-T/V.
- Krebs, P., Armbruster, M., Rodi, W. (2000): Numerische Nachklärbecken-Modelle. *KA - Wasserwirtschaft, Abwasser* 47 (7): 985 - 999.
- Krüger, A. (1999): Physikalische Prozesse im Nachklärbecken - Modellbildung und Simulation, Dissertation. Institut für Strömungsmechanik der Universität Hannover 57.
- Lange, J., Otterpohl, R. (2000): Abwasser: Handbuch zu einer zukunftsfähigen Wasserwirtschaft. Donaueschingen-Pföhren, Mallbeton-Verlag.
- LAWA (1998): Beurteilung der Wasserbeschaffenheit von Fließgewässern in der Bundesrepublik Deutschland - Chemische Gewässergüteklassifikation. LAWA Konzepte und Strategien - Oberirdische Gewässer. Berlin, Kulturbuch-Verlag.
- Leichtfuß, A., Schröter, K., Ostrowski, M., Peters, C., Mühleck, R., Jekel, M., Thiel, E., Schmidt, W., Sieker, H. (2003): Entwicklung eines Decision Support Systems für die integrierte Wasserwirtschaftliche Planung in kleinen Einzugsgebieten. *KA - Abwasser, Abfall* 50 (2): 213-217.
- Leichtfuß, A., Lohr, H., Wölfel, D., Ostrowski, M. W., Schröter, K., Sieker, H., Bandermann, S., Zweynert, U., Schmidt, W. A., Thiel, E., Jekel, M., Peters, C., Mühleck, R. (2005): WSM300 – Verbesserte Ansätze für Wasser- und Stoffstrommanagement in intensiv genutzten kleinen Einzugsgebieten auf der Grundlage von integrierten Nutzen- und Risikobewertungen – Abschlussbericht. Osnabrück, Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU).
- Leinweber, U. (2002): Anforderungen an die integrierte Modellierung von Entwässerungssystem und Kläranlage. *siwawi-Schriftenreihe der Universität Kaiserslautern* 16.
- Leinweber, U. (2002): Integrierte Betrachtung von Kanalnetz und Kläranlage: Hinweise zur modelltechnischen Umsetzung. In: Regenwasserbehandlung - Anwendungspraxis und Perspektiven, Schmitt, T. G., Welker, A. *Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft Universität Kaiserslautern*. Kaiserslautern, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft Universität Kaiserslautern.
- Lessard, P., Beck, M. B. (1988): Dynamic modeling of primary sedimentation. *Journal of Environmental Engineering* 114: 753 - 769.
- Mark, O., Williams, U. (2000): Status und development plans for the Integrated Catchment Simulator. IMUG Conference, Prag.
- Maurer, M., Pronk, W., Larsen, T. A. (2006): Treatment processes for source-separated urine. *Water Research* 2006 (40): 3151 - 3166.

- Meirlaen, J., Huyghebaert, B., Sforzi, F., Benedetti, L., P., V. (2001): Fast, parallel simulation of the integrated urban wastewater system using mechanistic surrogate models. *Water Science & Technology*. 43: 301 - 310.
- Meirlaen, J. (2002): Immission based real-time control of the integrated urban wastewater system. Dissertation an der Universität Gent, Faculteit Landbouwkundige en Toegepaste Biologische Wetenschappen. Gent.
- Merz, R., Buck, W. (1997): Verfahren zur Entscheidungsfindung bei Mehrfachzielsetzung sowie Zielsysteme und Zielkriterien für die Planung und Bewertung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen. Karlsruhe, Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft Uni Karlsruhe
- Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik Uni Karlsruhe.
- Milina, J., Sægrov, S., Lei, J., König, A., Nilssen, O., Ellingsson, A., Alex, J., Schilling, W. (1999): Improved interception of combined sewage in the Trondheim-Høvringen wastewater system. *Water Science & Technology* 39 (2): 159 - 168.
- Muschalla, D. (2006): Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme. Dissertation an der TU-Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie. Darmstadt.
- Otterpohl, R., Freund, M. (1992): Dynamic Models for Clarifiers of Activated Sludge Plants with Dry and Wet Weather Flows. *Wat. Sci. Tech.* 26 (5-6): 1391-1400.
- Otterpohl, R., Raak, M., Rolfs, T. (1994): A Mathematical Modell for the Efficiency of the Primary Clarification. IAWQ 17th Biennial int. Conference, Budapest (Hungary).
- Peters, C., König, F. (2001): Nachweis von Fremdwasserzuflüssen im Kanalnetz des AZV Pinneberg. Studienarbeit im Fach Abwasserwirtschaft an der Technischen Universität Hamburg-Harburg (Prof. Dr. Ing. Ralf Otterpohl) in Zusammenarbeit mit dem Klärwerk Hetlingen des AZV Pinneberg (Dipl. Ing. Michael Reh).
- Peters, C. (2002): Technischer und Wirtschaftlicher Vergleich innovativer Abwasser- und Energiekonzepte am Beispiel Lübeck Flintenbreite und Freiburg Vauban. Diplomarbeit an der TU-Hamburg Harburg, Arbeitsbereich Abwasserwirtschaft. Hamburg.
- Peters, C., Mühleck, R., Jekel, M. (2003): Zielgrößen und Bewertung. In: *Verbesserte Ansätze für Wasser- und Stoffstrommanagement in intensiv genutzten kleinen Einzugsgebieten auf der Grundlage von integrierten Nutzen und Risikobewertungen - Statusbericht zum Abschluss von Projektjahr 1: 27 - 34.*
- Peters, C., Sieker, H., Jekel, M. (2003): A Decision Support System for Integrated Water Resource Planning in Small Sub-Basins. Second World Wide Workshop for Young Environmental Scientists, Vitry sur Seine - France, Cereve - Centre d'Enseignement et de Recherche Eau Ville Environnement.
- Peters, C., Mühleck, R., Sieker, H., Jekel, M. (2004): Planning, Modelling and Assessing Source Control Concepts on Catchment Scale. World Water Congress, Marrakech, International Water Association.

- Peters, C., Mühleck, R. (2005): WSM300 – Verbesserte Ansätze für Wasser- und Stoffstrommanagement in intensiv genutzten kleinen Einzugsgebieten auf der Grundlage von integrierten Nutzen- und Risikobewertungen – Zielvariablenkatalog. Osnabrück, Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU).
- Peters, C., Mühleck, R., Sieker, H., Jekel, M. (2005): Planning, modelling and assessing source control concepts on catchment scale. *Water Science and Technology* 52 (12): 63-71.
- Richtlinie zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik - Wasser-Rahmen-Richtlinie vom 23. Oktober 2000, 2000/60/EG.
- Rauch, W., Aalderink, H., Krebs, P., Schilling, W., Vanrolleghem, P. (1998): Requirements for integrated wastewater models - driven by receiving water objectives. *Water Science & Technology* 38 (11): 97-104.
- Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.-L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schütze, M., Vanrolleghem, P. A. (2001): *Mathematical Modelling Of Integrated Urban Drainage Systems*. INTERURBA II, Lissabon, Portugal.
- Reichert, P., Borchardt, D., Henze, M., Rauch, W., Shanahan, P., Somlyódy, L., Vanrolleghem, P. A. (2001): *River water quality model No. 1 (RWQM1)*. Scientific and Technical Report No. 12, IWA Publishing.
- Remy, C. (2006): Schriftliche und mündliche Mitteilungen der im Projekt "SCST - Sanitary Concepts for Separate Treatment of Urine Faeces and Greywater" verwendeten Werte., TU-Berlin, FG Wasserreinhaltung.
- Ruhland, A. (2004): *Entscheidungsunterstützung zur Auswahl von Verfahren zur Trinkwasseraufbereitung an den Beispielen Arsenentfernung und zentrale Enthärtung*. Dissertation an der TU-Berlin, Fakultät III - Prozesswissenschaften, Fachgebiet Wasserreinhaltung. Berlin.
- Schilling, W., Bauwens, W., Borchardt, D., Krebs, P., Rauch, W., Vanrolleghem, P. (1997): On the Relation Between Urban Wastewater Management Needs and Receiving Water Objects. XXVII IAHR Congress "Water for a changing Community", San Francisco.
- Schneider, M. (2001): *Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*. Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart 106.
- Schneider, T., Scholz, K. (1998): Kosteneinsparungen durch Schmutzfrachtrechnungen und Gesamtemissionsbetrachtungen. *Korrespondenz Abwasser* 45 (7): 1257 - 1264.
- Schroeder, K., Mannel, R., Pawlowsky-Reusing, E., Broll, J. (2005): Integrated simulation of the Berlin sewage system and evaluation of a global real-time control concept. 10th International Conference on Urban Drainage, Kopenhagen, Dänemark.

- Schröter, K. (2004): Development of a Decision Support System for Integrated Water Resources Management in Intensively Used Small Watersheds. 6th International Conference on Hydroinformatics, Liong, Phoon & Babovic (eds), World Scientific Publishing Company.
- Schütze, M. R. (1998): Integrated simulation and optimum control of the urban wastewater system. Dissertation, Department of Civil Engineering, Imperial College of Science. London.
- Schütze, M. R., Butler, D., Beck, B. M. (2002): Modelling, simulation and control of urban wastewater systems. London, Springer-Verlag.
- Schwieger, K., Vondersahl, B., Keller, S., Feldmann, T., Kerschke, R., Natz, S. (2006): Neue Beckenlinie im Klärwerk Schönerlinde. wwt Wasserwirtschaft Wassertechnik 3 (2006): 10 - 16.
- Seggelke, K. (2002): Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage zur Reduzierung der Gewässerbelastung. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover 124.
- SEI (2006): Urine Diversion: One Step Towards Sustainable Sanitation. EcoSanRes. Stockholm, Stockholm Environment Institute.
- Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin (2005): Digitaler Umweltatlas Berlin, Karte 02.13 Oberflächenabfluss, Versickerung, Gesamtabfluss und Verdunstung aus Niederschlägen - Datengrundlage, [http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/umweltatlas/da213\\_02.htm](http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/umweltatlas/da213_02.htm) am 01.02.2006. Berlin.
- Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin (2006): Digitaler Umweltatlas Berlin, Karte 01.06.10 Wasserdurchlässigkeit (kf). Berlin.
- Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Umweltschutz und Technologie (1999): Abwasserbeseitigungsplan Berlin unter besonderer Berücksichtigung der Immissionszielplanung. Berlin.
- SenStadt (2005): Digitaler Umweltatlas Berlin, aktualisierte und erweiterte Ausgabe 2005, Karte 06.06 Einwohnerdichte (2004). Berlin, Senatsverwaltung für Stadtentwicklung.
- SenStadtUmT (1998): Stadtentwicklungsplan: Ver- und Entsorgung. Berlin, Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Umweltschutz und Technologie.
- SenStadtUmT (1999): Abwasserbeseitigungsplan Berlin unter besonderer Berücksichtigung der Immissionszielplanung. Berlin, Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Umweltschutz und Technologie.
- Siegrist, H., Rieger, L., Koch, G., Kühni, M., Gujer, W. (2002): The EAWAG Bio-P Module for Activated Sludge Model No. 3. Wat. Sci. Tech. 45 (6): 61-76.
- Sieker, H. (1999): Generelle Planung der Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten. Doktorarbeit an der Technischen Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen. Dahlwitz-Hoppegarten bei Berlin.

- Sieker, H., Bandermann, S., Schröter, K., Ostrowski, M., Leichtfuß, A., Schmidt, W., Thiel, E., Peters, C., Mühleck, R. (2005): Development of a decision support system for integrated water resources management in intensively used small watersheds. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen.
- Statistisches Landesamt Berlin (2005): Die kleine Berlin Statistik. Berlin, Statistisches Landesamt Berlin.
- Sydro Consult (2002): WELLE 3.0 Dokumentation. Darmstadt, Sydro Consult Ingenieurgesellschaft für Systemhydrologie, Wasserwirtschaft, Informationssysteme GbR.
- Takács, I., Patry, G. G., Nolasco, D. (1991): A dynamic model of the clarification-thickening process. *Water Research* 25 (10): 1263 - 1271.
- Thöle, D. (1999): Dynamische Simulation von Kanalnetz und Kläranlage zur Minimierung der Gesamtemissionen. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover 106.
- Vanrolleghem, P. A., Fronteau, C., Bauwens, W. (1996): Evaluation of design and operation of the sewage transport and treatment system by an EQO/EQS based analysis of the receiving water immission characteristics. WEF Conference Urban Wet Weater Pollution, Québec, Canada.
- Wassmann, H. (1996): Grundlagen einer imissionsorientierten Regenwasserbewirtschaftung in Ballungsräumen - dargestellt am Beispiel des Landes Berlin. Texte des Umweltbundesamtes 76/95. Berlin.
- Wassmann, H. (1997): Wasserwirtschaftliche Rahmenbedingungen für eine gewässer- und landschaftsverträgliche städtebauliche Entwicklung auf dem Barnim im Nordosten Berlins. Berlin.
- Wichern, M., Rosenwinkel, K.-H., Janzen, M., Obenaus, F. (2002): Simulation von Großkläranlagen verschiedener Verfahrensweisen mit dem Activated Sludge Model No. 3 und dem EAWAG-BioP-Modul. *KA - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall* 49 (8): 1078-1084.
- WiW Wupperverbandsgesellschaft für integrale Wasserwirtschaft mbH (2003): Das Projekt Lambertsmühle: Zukunftsfähiges Abwassermanagement im ländlichen Raum. Wuppertal, Wupperverband.
- [www.flintenbreite.de](http://www.flintenbreite.de) Ökologische Wohnsiedlung Flintenbreite Lübeck. Juli 2006.
- [www.kompetenz-wasser.de](http://www.kompetenz-wasser.de) Sanitation Concept for Separate Treatment. [www.kompetenz-wasser.de/Sanitation\\_Concept\\_for\\_Separate\\_Tre.22.0.html](http://www.kompetenz-wasser.de/Sanitation_Concept_for_Separate_Tre.22.0.html), 12.06.2006.
- [www.lambertsmuehle-burscheid.de](http://www.lambertsmuehle-burscheid.de) Die Lambertsmühle zu Burscheid. 05.01.2005.
- [www.passivhaus-vauban.de](http://www.passivhaus-vauban.de) Passivhaus »Wohnen & Arbeiten«. Juli 2006.
- [www.roediger.de](http://www.roediger.de) (2006): Separationstoiletten Ecosan. November 2006.
- Zimmermann, H.-J., Gutsche, J. (1991): Multi-Criteria Analyse - Einführung in die Theorie der Entscheidungen bei Mehrfachzielsetzungen 1. Berlin, Springer.

## 11 Anhang

### 11.1 Inhalt

11.2	Modellsystem	263
11.2.1	Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfrachtmodell	263
11.2.1.1	Verschmutzung des Regenabflusses .....	263
11.2.2	Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke	265
11.2.2.1	Dokumentation des Druckrohrbausteines .....	265
11.2.3	Kläranlage	270
11.2.3.1	Kinetische Parameter des ASM1 .....	270
11.2.3.2	Rückbelastung .....	271
11.2.3.3	CSB/oTS Verhältnis des Überschussschlammes.....	272
11.2.3.4	Modellierung einer Anlage mit mehreren baugleichen Linien .....	272
11.3	Beschreibung der Szenarien	274
11.3.1	Urinseparation	274
11.3.1.1	Aufteilung der Schmutzfrachten des häuslichen Abwassers auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser.....	274
11.3.1.2	Abschätzung, ob es zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann.....	275
11.3.1.3	Berechnung der P-Ablaufmengen .....	277

### 11.2 Modellsystem

#### 11.2.1 Niederschlag-Abfluss- und Schmutzfrachtmodell

##### 11.2.1.1 Verschmutzung des Regenabflusses

Im Begleitband zum Leitfaden zur Ableitung von Anforderungen an Niederschlagswassereinleitungen unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse (BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999) wird eine umfangreiche Auswertung von Messwerten zur Regenwasserver Verschmutzung durchgeführt. Daraus werden für die Parameter AFS, BSB und NH<sub>4</sub>-N auf einen Jahresniederschlag von  $h_{N,j} = 800$  mm und einen Jahresabflussbeiwert (bezüglich  $A_u$ ) von  $\Psi = 0,7$  normierte Konzentrationen des Regenabflusses erstellt (Grundwerte). Diese ergeben sich aus dem oberen Quartil der ausgewerteten Messwerte (Tabelle 38). Die in Tabelle 38 dargestellten Angaben für CSB und  $P_{ges}$  wurden durch Daten aus dem Begleitband (BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999) ergänzt.

Die Grundwerte werden dann auf örtliche Verhältnisse umgerechnet. Dies ist in Tabelle 39 dargestellt.

	Normierte Konzentrationen [mg/l]				
	AFS <sup>1)</sup>	BSB <sup>1)</sup>	CSB <sup>2)</sup>	NH <sub>4</sub> -N <sup>1)</sup>	P <sub>ges</sub> <sup>2)</sup>
Trennsysteme					
	166	12			
	119	10	52	0,50	0,27
		7	46	0,79	0,48
		7	44	1,16	0,77
		19	109		
		4	78		
	82		45		
	42	12	89	1,20	0,43
	53	20	84	0,71	0,45
Straßenabflüsse					
	119	19		0,79	
	156		120	0,82	0,29
	151		99	0,57	0,27
		9	81	0,66	0,32
	410	18	110	2,80	2,05
	501		44	0,18	
	84	13	98	0,30	0,34
Anzahl	11	12	14	12	10
Median	119	12	83	0,75	0,38
Mittelwert	171	12	78	0,87	0,57
unteres Quartil	83	9	47	0,55	0,29
oberes Quartil	<b>161</b>	<b>18</b>	<b>99</b>	<b>0,91</b>	<b>0,47</b>
Grundwert für Leitfaden					
c <sub>r</sub>	<b>160</b>	<b>20</b>		<b>1</b>	
1) BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999, Tabelle 4.13					
2) Berechnet aus BWK Arbeitsgruppe 2.3 1999, Tabelle 4.12					

**Tabelle 38: Normierte mittlere Konzentrationen des Regenabflusses**

Grundwert des Leitfadens (ergänzt um CSB und P <sub>ges</sub> )					
hN <sub>j</sub> [mm]		800		ψ	0,7
Jahresabfluss [m <sup>3</sup> /ha]:		5600			
	<b>AFS</b>	<b>BSB</b>	<b>CSB</b>	<b>NH<sub>4</sub>-N</b>	<b>P<sub>ges</sub></b>
c <sub>r</sub>	160	20	99	1,0	0,5
Örtliche Konzentration					
hN <sub>j</sub> <sup>1)</sup> [mm]:		626		ψ <sup>1)</sup>	0,72
Jahresabfluss <sup>1)</sup> [m <sup>3</sup> /ha]:		4507			
	<b>AFS</b>	<b>BSB</b>	<b>CSB</b>	<b>NH<sub>4</sub>-N</b>	<b>P<sub>ges</sub></b>
	199	25	123	1,2	0,6
1) Modellergebnisse aus Langzeitsimulation der Jahre 1964 - 1994					

**Tabelle 39: Grundwerte und örtliche mittlere Konzentrationen des Regenabflusses**

## 11.2.2 Druckrohrleitungsnetz und Pumpwerke

### 11.2.2.1 Dokumentation des Druckrohrbausteines

Der Baustein bildet eine Pfropfenströmung ohne Dispersion ab. Es gilt  $Q_{Zu} = Q_{Ab}$ . Die Zulaufkonzentrationen erreichen entsprechend der (variablen!) Aufenthaltszeit im Rohr verzögert den Ablauf.

Der Baustein unterteilt ein Druckrohr in gleichgroße Segmente, die durch das Rohr "wandern". Da das Volumen, das während eines Zeitschrittes in das Rohr eintritt ( $Q_{Zu} \cdot \text{discrete\_sample\_period}$ ), in der Regel kein ganzzahliges Vielfaches des Segmentvolumens ( $V_{Seg}$ ) ist, sind die Größe des ersten und des letzten Segmentes variabel, wobei gilt:  $V_{Seg,1} + V_{Seg,n} = V_{Seg}$ . Daraus folgt  $V_{Seg} = V_{Rohr} / (n-1)$  mit  $n = \text{Segmentanzahl}$ .

In einem Zeitschritt wird zunächst das Segment  $V_1$  bis zur Größe  $V_{Seg}$  aufgefüllt. Seine Konzentration ergibt sich aus einer Mischrechnung des Zulaufs mit dem vorhandenen Inhalt. Dann werden bei größeren Zuflüssen nach Bedarf die Segmente nach hinten durchgeschoben und im Zulauf neu angelegt. Die Ablaufkonzentration ergibt sich aus einer Mischrechnung aller während eines Rechenschrittes herausgeschobenen Segmente.

Die Segmentanzahl  $n$  berechnet sich so, dass bei einem Zufluss von  $Q_{Zu} = Q_{\text{min\_segment\_length}}$  in einem Rechenschritt ( $\text{discrete\_sample\_period}$ ) das Volumen  $V_{Seg}$  dem Rohr zufließt. Bei Zuflüssen oberhalb  $Q_{\text{min\_segment\_length}}$  tritt durch die oben beschriebenen Vorgänge demnach nahezu keine Dispersion auf. Geringere Zuflüsse führen zu Dispersion.

Kern des Bausteins ist die MATLAB m-file S-Funktion *druckrohr\_sfunc\_fixsl.m*, der im folgenden (Bild 85) abgedruckt ist. In den Kommentaren des Programms wird zum besseren Verständnis auf Bild 86 verwiesen.

```
function [sys,x0,str,ts] = druckrohr_sfunc_fixsl(t,x,u,flag,discrete_sample_period, c_count, Vrohr, n)

switch flag,
% Initialization
  case 0,
    [sys,x0,str,ts]=mdlInitializeSizes (x,u,discrete_sample_period, c_count, Vrohr, n);
% Calculate derivatives of continuous states
% Not used
  case 1,
    sys = []; % sys=mdlDerivates(t,x,u);
% Update discrete States
  case 2,
    sys=mdlUpdate(t,x,u,discrete_sample_period, c_count, Vrohr, n);
% Calculate outputs
  case 3,
    sys=mdlOutputs(t,x,u, c_count);
% GetTimeOfNextVarHit
% Not used
  case 4,
    sys=[];
% Terminate
```

## 11. Anhang

---

```
case 9,
    sys=mdlTerminate(t,x,u);
% Unexpected flags
otherwise
    error(['Unhandled flag = ',num2str(flag)]);
end

% end sfuntmpl

%
%=====
% mdlInitializeSizes
% Return the sizes, initial conditions, and sample times for the S-function.
%=====
%
function [sys,x0,str,ts]=mdlInitializeSizes (x,u,discrete_sample_period, c_count, Vrohr, n);

%disp ('ADL ini')
%disp (['c_count ' num2str(c_count)])
%disp (['n ' num2str(n)])
%
% call simsizes for a sizes structure, fill it in and convert it to a
% sizes array
%
sizes = simsizes;

sizes.NumContStates = 0;
%
%                               |<- Debuginfo ----->|
%      Konz. d. Seg  V1  seg_out_cout  Zul. neues Seg.?  Cout
sizes.NumDiscStates = n*c_count  + 1 + 1  + 1  + c_count;
%
%                               |<- Debuginfo ----->|
%      Q      V1  seg_out_cout  Zul. neues Seg.?  Cout
sizes.NumOutputs   = 1  + 1 + 1  + 1  + c_count;
%
%      Q      Konzentrationen
sizes.NumInputs    = 1  + c_count;
sizes.DirFeedthrough = 1;
sizes.NumSampleTimes = 1;      % at least one sample time is needed

sys = simsizes(sizes);

% Volumen eines Segmentes
% Es wird durch (n-1) geteilt, da das Zulauf- und das Ablaufsegment nicht
% ganz gefüllt sind und in der Summe Vseg ergeben
Vseg = Vrohr / (n-1);

% initialize the initial conditions

% x(1      : n)      c1          % Konzentrationen
% x(n+1    : 2*n)    c2
% x(2*n+1  : 3*n)    c3
% ...              ci
% x(length(x) - c_count - 2 ) V1          % Volumen des ersten Elementes
% x(length(x) - c_count - 1 ) seg_out_cout % Debug-Zusatzinfo: Anzahl der Segmente, deren Anfang
während des Rechenschrittes hinausgeschoben wird.
% x(length(x) - c_count - 0 ) Zul. neues Seg.? % Debug-Zusatzinfo: Wurde im Zulauf ein neues Segment
angefangen? 1=JA 0=NEIN
% x(length(x) - c_count + 1 : length(x) Cab % Konzentration im Ablauf
c=[];
for i=1:c_count
    c=[c; zeros(n,1)];      % Konzentrationen (c)
end
x0 = [c          % Konzentrationen (c)
      0          % Volumen des ersten Elementes [0..Vseg[
      0          % Debug-Zusatzinfo: Anzahl der Segmente, deren Anfang während des
Rechenschrittes hinausgeschoben wird.
      0          % Debug-Zusatzinfo: Wurde im Zulauf gemischt, weil das Segment die
Mindestlänge noch nicht erfüllte? 1=JA 0=NEIN
      zeros(c_count,1) ]; % Konzentration im Ablauf

%
% str is always an empty matrix
%
str = [];

%
% initialize the array of sample times
```

## 11.2. Modellsystem

---

```
%
ts = discrete_sample_period;
% ts = [discrete_sample_period 0]; % Dauer eines Zeitschritts

disp(['Initialisiere Druckrohr. Volumen V: ' num2str(Vrohr) ' Elementanzahl n: ' num2str(n)]);
% end mdlInitializeSizes

%
%=====
% mdlUpdate
% Handle discrete state updates, sample time hits, and major time step
% requirements.
%=====
%
function sys=mdlUpdate(t, x, u, discrete_sample_period, c_count, Vrohr, n)

Q          = u(1);

Cin        = u(2 : c_count+1)'; % als Zeilenvektor

% Konzentrationen c in den Segmenten   Zeilenanz.  Spaltenanz.
c          = reshape( x(1 : n*c_count), n,        c_count );

V1         = x(length(x) - c_count - 2); % Volumen des ersten Elementes
%         x(length(x) - c_count - 1)   % seg_out_count (wird noch nicht gebraucht)
%         x(length(x) - c_count - 0)   % Zul. neues Seg.? (wird noch nicht gebraucht)
Cout       = x(length(x) - c_count + 1 : length(x))'; % Cab, als Zeilenvektor, wird später neu
%                                         % berechnet, sofern sich etwas ändert

% V=0      Einlass
% V=Vrohr  Auslass
% dV       Volumen, um das sich in einem Intervall alles verschiebt.
dV        = Q*discrete_sample_period;
          %assertion = 'dV >=0'; assert;

% Volumen eines Segmentes
% Es wird durch (n-1) geteilt, da das Zulauf und das Ablaufsegment nicht
% ganz gefüllt sind und in der Summe Vseg ergeben
Vseg = Vrohr / (n-1);

% Wenn das Volumen des ersten Segmentes Vseg noch nicht überschreitet,
% einfach das erste Segment vergrößern.
if (V1 + dV) == 0;
    Cout = c(n,:);
    C(1,:) = Cin;
    % V1 = 0; % ist es ja schon
    out_count = 0;
    neu_seg = 0;
else % (V1 + dV) ~= 0
    if (V1 + dV) < Vseg
        Cout = c(n,:);
        c(1,:) = (c(1,:) * V1 + Cin * dV) / (V1 + dV);
        V1 = V1 + dV;
        out_count = 0;
        neu_seg = 0;
    else % (V1 + dV) >= Vseg
        neu_seg = 1;
        if (dV + V1 - Vseg) < Vrohr % Bild 2)
            % Konzentration für das vormals erste Segment ergibt sich aus
            % Mischrechnung (siehe Skizze 2)
            c(1,:) = ( c(1,:) * V1 + Cin * (Vseg-V1) ) / (Vseg);

            % Anzahl der komplett herausgeschobenen Segmente (gemeint ist,
            % deren Anfang das Rohr verlässt!)
            out_count = floor( (dV + V1) / Vseg );
            %assertion = '(out_count >= 1) && (out_count <= (n-1))'; assert;
            % Nummer des ersten Segments, das komplett herausgeschoben wird
            n_out_1 = n - out_count + 1;
            % Nummer des Segmentes, das nur zum Teil [0..Vseg[ herausgeschoben wird
            n_out_teil = n_out_1 - 1;
            % Volumen dieses Segmentes, das herausgeschoben wird
            V_out_teil = (dV + V1) - out_count * Vseg;
            %assertion = '(V_out_teil >=0) && (V_out_teil < Vseg)'; assert;

            % Abflusskonzentration

```

## 11. Anhang

---

```
Cout = V_out_teil * c(n_out_teil,:) + Vseg * sum( c(n_out_1:n-1,:),1) + (Vseg - V1) *
c(n,:) ;
Cout = Cout / dV;
% Cout=c(n_out_teil);
% Segmente nach hinten kopieren und vorne neu füllen
c( out_count+1:n,:) = c(1:n_out_teil,:);
c(1:out_count ,:) = ones(out_count,c_count)*diag(Cin);

% V1 neu berechnen
V1 = mod (V1 + dV, Vseg);

else % (dV + V1 - Vseg) >= Vrohr % Bild 3) und 4)

% Ablaufkonzentration (Siehe Bild 3) und 4)
Cout = (dV - Vrohr) * Cin + V1 * c(1,:) + Vseg * sum( c(2:n-1,:),1) + (Vseg - V1) *
c(n,:);
Cout = Cout / dV;
% Alle Segmente haben jetzt Zulaufkonzentration
c(1:n,:) = ones(n,c_count)*diag(Cin);
% V1 neu berechnen
V1 = mod (V1 + dV, Vseg);

% Anzahl der komplett herausgeschobenen Segmente (gemeint ist,
% deren Anfang das Rohr verlässt!)
out_count = n;

end % if (dV + V1 - Vseg) <= Vrohr
end % if (V1 + dV) < Vseg
end % if (V1 + dV) == 0;

%-----
% Rückgabe der State-Variables an Simulink
sys = [reshape(c,n*c_count,1) % Konzentrationen (c)
      V1 % Volumen des ersten Elementes [0..Vseg[
      out_count % Debug-Zusatzinfo: Anzahl der Segmente, deren Anfang während des
Rechenschrittes hinausgeschoben wird.
      neu_seg % Debug-Zusatzinfo: Wurde im Zulauf ein neues Segment angefangen?
      1=JA 0=NEIN
      Cout' ]; % Konzentration im Ablauf

% end function sys=mdlUpdate

%=====
% mdlOutputs
% Return the block outputs.
%=====
%
function sys=mdlOutputs(t, x ,u , c_count)

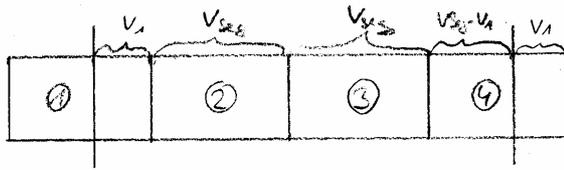
sys = [u(1) % Q
      x(length(x) - c_count - 2) % V1
      x(length(x) - c_count - 1) % out_count
      x(length(x) - c_count - 0) % neu_seg
      x(length(x) - c_count + 1 : length(x))]; % Cout
% end mdlOutputs

%=====
% mdlTerminate
% Perform any end of simulation tasks.
%=====
%
function sys=mdlTerminate(t,x,u)

sys = [];

% end mdlTerminate
```

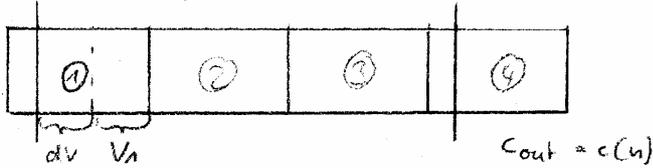
**Bild 85: Programmcode des Druckrohrbausteins**



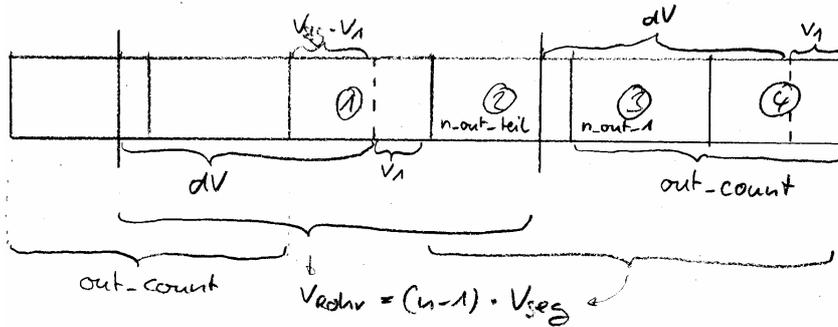
$n = 4$

$V_{seg} = V_{rohr} / (n-1)$

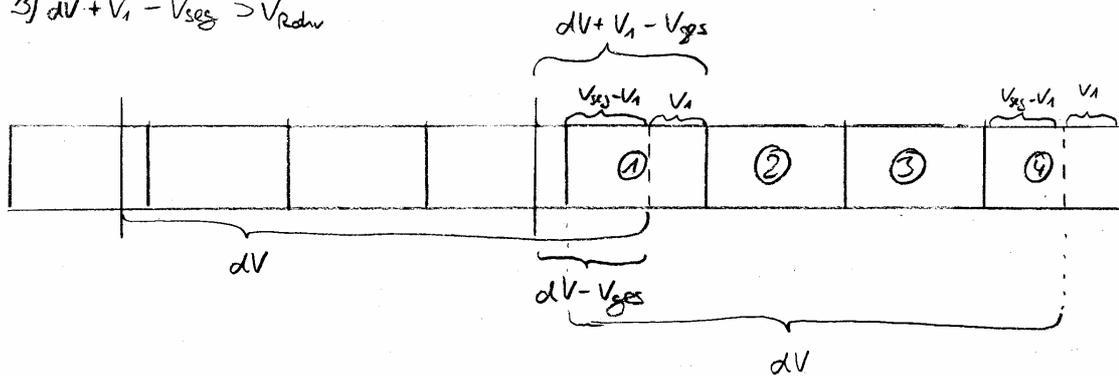
1)  $V_1 \cdot dV < V_{seg}$



2)  $V_{seg} \leq V_1 + dV < V_{rohr}$



3)  $dV + V_1 - V_{seg} > V_{rohr}$



4)  $dV + V_1 - V_{seg} = V_{rohr}$

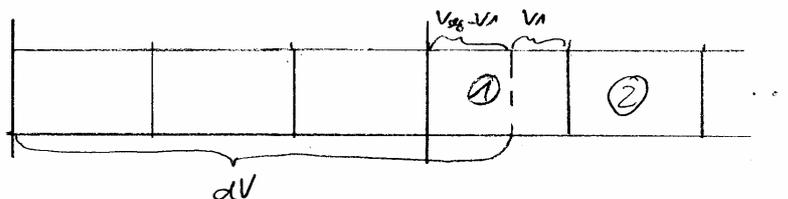


Bild 86: Skizzen zum Verständnis des Programmcodes des Druckrohrbausteins

## 11.2.3 Kläranlage

### 11.2.3.1 Kinetische Parameter des ASM1

Es werden die kinetischen Parameter nach Bornemann et al. (1998) verwendet. In SIMBA sind z.T. von Bornemann et al. (1998) abweichende Temperaturfaktoren implementiert. Um die Konsistenz des Parametersatzes zu wahren, wurden in die entsprechende fox3-Modelldatei ebenfalls Temperaturfaktoren von Bornemann et al. (1998) eingetragen.

```
function [p]=p_asmltm(T)
% 100% "Bornemann et al. (1998)"-Werte zur Verwendung mit ASMLtm_Bornemann_et_al

disp(['Verwende:' which('asmltm.pfox3')]); disp(['Verwende:' which('p_asmltm.m')]);

% Aktueller Wert(20°C)
%SIMBA 4.0 voreingestellt (20°C)
% Bornemann et al. (1998) (20°C), wenn von SIMBA verschieden
%SIMBA Temperaturfaktor
%Bornemann et al. Temperaturfaktor, wenn von SIMBA versch.

p=[
0.67; %0.67 % %YH Yield for heterotrophic biomass [g COD/g COD]
0.24; %0.24 % %YA Yield for autotrophic biomass [g COD/g COD]
0.086; %0.086 % %iXB Mass of nitrogen per mass of COD in biomass
% [g N/g COD]
0.06; %0.06 % %iXP Mass of nitrogen per mass of COD in products
% from biomass [g N/g COD]
0.08; %0.08 % %fP Fraction of biomass leading to particulate
% products [-]
4; %6 4 %0.069 %muH20 Maximum specific growth rate for heterotrophic
% biomass [1/d]
5; %10 5 % %KS Half- saturation coefficient for heterotrophic
% biomass [g COD/m^3]
0.2; %0.02 % %KOH Oxygen half- saturation coefficient for
% heterotrophic biomass [g O2/m^3]
0.5; %0.5 % %KNO Nitrate half- saturation coefficient for
% denitrifying heterotrophic biomass [g NO3-N/m^3]
0.4; %0.62 0.4 %0.11 0.069 %bH20 Decay coefficient for heterotrophic biomass
% [1/d]
0.15; %0.15 %0.098 0.08 %bA20 Decay coefficient for autotrophic biomass [1/d]
0.8; %0.8 % %nuG Correction factor for muH under anoxic
% conditions [-]
0.6; %0.4 0.6 % %nuH Correction factor for hydrolysis under anoxic
% conditions [-]
3; %3 %0.11 %kH20 Maximum specific hydrolysis rate [1/d]
0.03; %0.03 %0.11 %KX20 Half- saturation coefficient for hydrolysis of
% slowly biodegradable substrate [-]
0.9; %0.8 0.9 %0.098 %muA20 Maximum specific growth rate for autotrophic
% biomass [1/d]
0.5; %1 0.5 %- 0.069 %KNH Ammonia half- saturation coefficient for
% autotrophic biomass [g NH4-N/m^3]
0.4; %0.4 % %KOA Oxygen half- saturation coefficient for
% autotrophic biomass [g O2/m^3]
0.08; %0.08 %0.069 %kA20 Ammonification rate [m^3 COD/(g*d)]
0.1; %0.1 % %KalkH Alkalinity half- saturation coefficient for
% heterotrophic biomass [mol/m^3]
0.25; %0.25 % %KalkA Alkalinity half- saturation coefficient for
% autotrophic biomass [mol/m^3]
0.2; %0.2 % %KOA Half-saturation coefficient for hydrolysis of
% O2+NO-N under anaerobic conditions [g COD/m^3]
0.75; %0.65 0.75 % %nuHA Correction factor for hydrolysis under
% anaerobic conditions [-]
0.1; %0.1 % %KNHNO Half-saturation coefficient for incorporating
% of NH/NO by heterotrophs [g N /m^3]
8.63736 %SOSatt20 DO Saturation Concentration for 20 grd C
]; % [g/m^3]
```

**Bild 87: Verwendete kinetische Parameter des ASM1 nach Bornemann et al. (1998)**

11.2.3.2 Rückbelastung

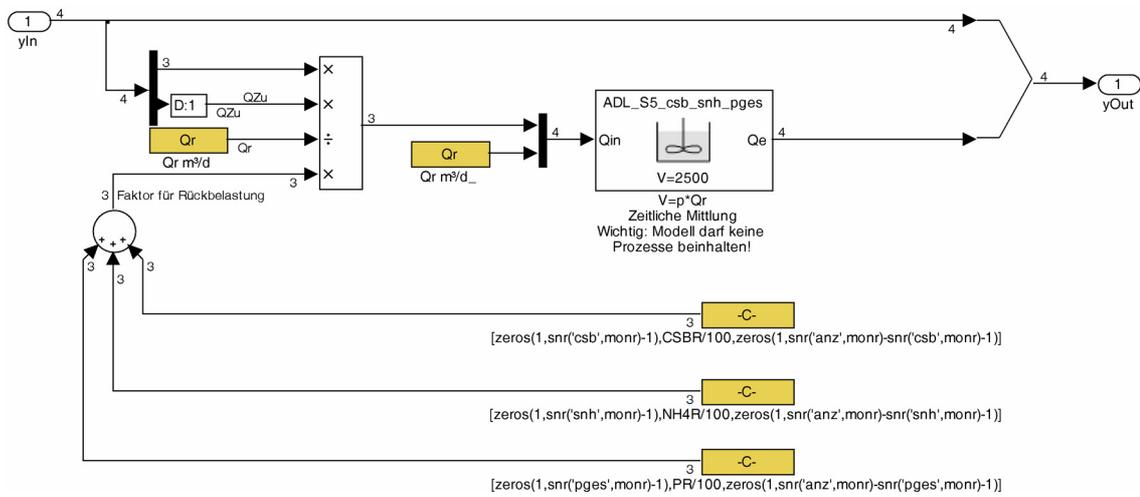


Bild 88: Fließschema der in Kapitel 6.4.2.2 beschriebenen zuflussfrachtproportionalen Rückbelastung

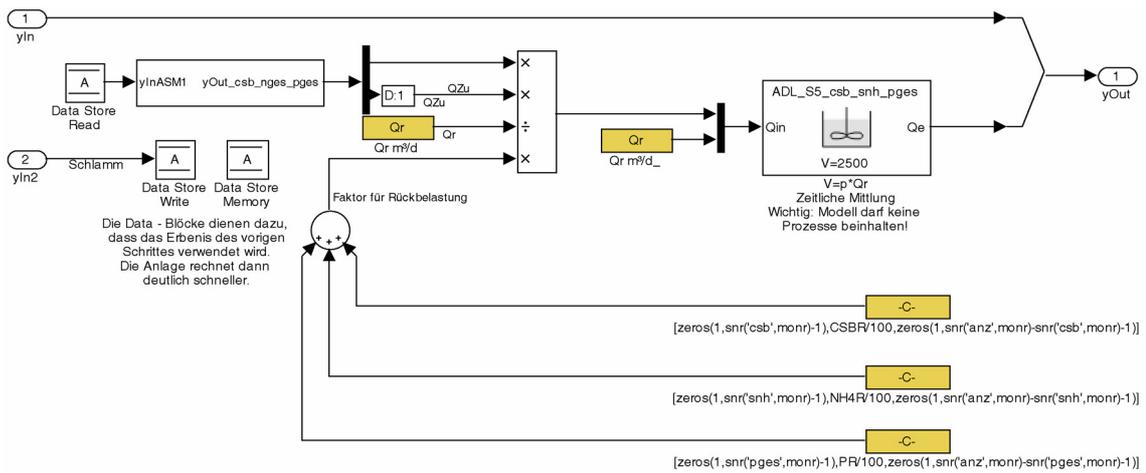


Bild 89: Fließschema der in Kapitel 6.4.2.2 beschriebenen schlammfrachtproportionalen Rückbelastung

### 11.2.3.3 CSB/oTS Verhältnis des Überschussschlamm

	GV	(g CSB)/(g TS)	(g CSB)/(g oTS)
Belebtschlamm (Bornemann, et al. 1998)			1,42 - 1,48
Belebung, 2 bzw. 9 Literaturquellen (Härtel 1990)		0,966; 1,03 Mittel: 0,998	1,42 - 1,5 Mittel: 1,44
Mittelwert Schönerlinde ÜS 1.3.03 - 30.6.03	69,54		
<b>Gewählt</b>	<b>69,5</b>	<b>1</b>	<b>1,44</b>

**Tabelle 40: GV, CSB/TS und CSB/oTS von Belebtschlamm**

$$GV \cdot TS = oTS \Rightarrow CSB/oTS \cdot GV = CSB/TS$$

### 11.2.3.4 Modellierung einer Anlage mit mehreren baugleichen Linien

Zu Beginn der Erstellung des Kläranlagenmodells wurde auch versucht, alle 6 Linien der betrachteten Kläranlage einzeln abzubilden, da die Linien im Prinzip zwar baugleich sind, aber sich z. T. unterschiedlich verhalten, da z. B. die gleichmäßige Aufteilung des Abwassers auf die Linien nicht gelingt.

Um sicherzugehen, dass alle Linien im Modell identisch sind, wurde eine Blockbibliothek angelegt, in der ein Block für die Linien erstellt wurde. Dieser Block wurde dann 6 mal in das Modell eingebunden. So konnten Änderungen während der Modellerstellung an zentraler Stelle vorgenommen werden und mussten nicht für alle 6 Linien einzeln vorgenommen werden.

Um aus Gründen der Rechenzeit nicht immer alle 6 Linien rechnen zu müssen, wurde der Linien-Block in einen „Configurable Subsystem“-Block eingebettet, der es erlaubt, aus mehreren Blöcken einen zu wählen, der ausgeführt werden soll. Zur Auswahl werden der Linien-Block und ein leerer Block, der lediglich den Zufluss der Linie terminiert und an den Ausgängen den Wert 0 ausgibt, gestellt.

Um im Rahmen der Kalibrierung, während der das Verhalten der Linien weitestgehend den Messwerten angepasst werden soll, für jede Linie die spezifischen Messwerte (z. B. Q<sub>ZU</sub>, Q<sub>RZ</sub>, Q<sub>RS</sub>, TS<sub>BB</sub>) zur Verfügung stellen zu können, wurde folgendermaßen verfahren:

- Die Messwerte der 6 Linien wurden zu je einem Vektor je Messgröße zusammengefasst und an einen „Goto“-Block gelegt.
- In der Linie kann dann über einen „From“-Block darauf zugegriffen werden.
- Dem Block der Linie wurde ein Parameter für die Liniennummer definiert.

- Es wurde ein Block erstellt, der aus dem Signalvektor, der die Signale aller 6 Linien enthält, in Abhängigkeit von der Liniennummer das richtige Signal auswählt.

Über die Liniennummer konnte auch mithilfe der bereits beschriebenen Funktion „mpar“ auf individuelle Parameter für die einzelnen Linien zugegriffen werden.

Um mit dem Modell auch eine „mittlere“ Linie rechnen zu können, wurden der Block zur Signalauswahl und die Funktion „mpar“ derart ergänzt, dass sie den Mittelwert der 6 Linien berechnen, wenn als Liniennummer eine 0 übergeben wird.

Die Tatsache, dass alle Linien mit ein und demselben Block abgebildet werden, führt dazu, dass der „To Workspace“-Block innerhalb der Linie nicht mehr zum Aufzeichnen von Daten verwendet werden kann, da dann alle 6 Linien versuchen würden, in die gleiche „Workspace-Variable“ aufzuzeichnen. Leider muss der Variablenname direkt in den „To Workspace“-Block eingegeben werden, und es ist leider nicht möglich, z.B. über den Parameter „Liniennummer“ automatisch unterschiedliche Namen zu erstellen. Daher wurde folgende Konstruktion zur Aufzeichnung der Daten entwickelt: An allen Stellen in der Linie oder einem Subsystem wie z.B. der Nitrifikation, an denen Daten aufgezeichnet werden sollen, wurde ein „Goto“-Block eingefügt (Bild 34, S. 113; Bild 35, S. 118).

Für alle „Goto“-Blöcke wurde innerhalb desselben Subsystems an einer Stelle „From“-Blöcke eingeführt und die einzelnen Signale zu einem Vektor vereinigt, der zu einem Ausgang des Subsystems führt. Im Hauptmodell kann dann für jede Linie der Datenausgang mit einem „To Workspace“ Block aufgezeichnet werden (z.B. Data1, Data2, ...). Über ein kleines MATLAB-Programm, welches automatisch nach Simulationseende ausgeführt wird, werden die Data Variablen dann in die einzelnen Variablen zerlegt. Dazu müssen in einer Parameter-Datei Name, Größe und Reihenfolge der einzelnen Variablen angegeben werden.

## 11.3 Beschreibung der Szenarien

### 11.3.1 Urinseparation

#### 11.3.1.1 Aufteilung der Schmutzfrachten des häuslichen Abwassers auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser

##### Werte nach Remy (2006)

		Urin	Fäkalien	Grauwasser	Summe
CSB	g/Ed	15	35	60	110
N <sub>ges</sub>	g/Ed	10	1,7	1,3	13
P <sub>ges</sub>	g/Ed	0,9	0,6	0,5	2

##### Verwendete Werte

		Urin	Fäkalien	Grauwasser	Summe <sup>1)</sup>
CSB	g/Ed	16,4	38,2	65,5	120
TKN	g/Ed	8,5	1,4	1,1	11
NH <sub>4</sub> -N <sup>2)</sup>	g/Ed	7,3	0,0	0,0	7,3
P <sub>ges</sub>	g/Ed	0,8	0,5	0,5	1,8

Proportionale Anpassung der Werte von Remy (2006) an die Werte nach ATV-A 131 (2000). Da im häuslichen Abwasser nahezu kein NO<sub>3</sub> vorkommt, wurde als Grundlage für die TKN-Werte der N<sub>ges</sub> Wert herangezogen

<sup>1)</sup> ATV-DVWK-A 131 (2000): Einwohnerspezifische Frachten, die an 85% der Tage unterschritten werden.

<sup>2)</sup> Der Wert für NH<sub>4</sub>-N (Summe) ergibt sich unter Annahme einer Verteilung der N-Fractionen analog zu ATV A-131 zu  $\frac{2}{3} * TKN$ . Der Ammonium-Stickstoff wurde vollständig dem Urin zugeordnet. Urin besteht zum überwiegenden Teil aus Harnstoff, der aber i.d.R. bereits im Kanal zu Ammonium zerfällt.

**Trenneffizienz: 75%**

Remy (2006), bei optimaler Nutzung der Toiletten bis zu 85%

Abwassermengen		Spülwasser	Urin <sup>3)</sup>	Summe
Ist	l/Ed	34 <sup>1)</sup>	1,5	35,5
Separation	l/Ed	21 <sup>2)</sup>	0,375	21,4
Verminderter Abwasseranfall	l/Ed			14,1

<sup>1)</sup> Böhm et al. (1999)

<sup>2)</sup> Remy (2006): 5 Urinspülungen je 3 l + 1 Fäkalspülung 6 l

<sup>3)</sup> Remy (2006), Trenneffizienz 75%

**Bild 90: Aufteilung der Schmutzfrachten des häuslichen Abwassers auf die Komponenten Urin, Fäkalien und Grauwasser**

### 11.3.1.2 Abschätzung, ob es zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann

**Abschätzung, ob es bei den Urinseparationsszenarien zur Nährstofflimitierung kommen kann**

Ist						Urinseparation									
						Trenneffizienz 75%									
						Prozent der Haushalte mit Urinseparation 100%									
<b>Zulauf zur Kläranlage</b>						<b>Zulauf zur Kläranlage</b>									
CSB	g/Ed	16,4	Fäkalien	38,2	Summe <sup>1)</sup>	120	CSB	g/Ed	4,1	Fäkalien	38,2	Grauw.	65,5	Summe <sup>1)</sup>	107,7
	%CSB	14%		32%		55%		%CSB	3%		32%		55%		90%
TKN	g/Ed	8,5		1,4		1,1	11	TKN	g/Ed	2,1		1,4		1,1	4,7
	%TKN	77%		13%		10%	100%		%TKN	19%		13%		10%	42%
NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	7,33		0,00		0,00	7,3	NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	1,8		0,0		0,0	1,8
	%NH4-N	100%		0%		0%	100%		%NH4-N	25%		0%		0%	25%
	%TKN	67%							%TKN	39%					
<b>Rückbelastung</b>						<b>Rückbelastung</b>									
Rückbelastung %Stoff %CSB <sup>1)</sup>						Rückbelastung %Stoff %CSB <sup>1)</sup>									
Zulauf VK incl. Rückbelastung						Zulauf VK incl. Rückbelastung									
an/aus	0	1					an/aus	0	1						
CSB	19,2%	19,2%			CSB	g/Ed	143,0	CSB	19,2%	19,20%			CSB	g/Ed	128,4
TKN	16,8%	1,54%			TKN	g/Ed	12,8	TKN	45,8%	1,98%			TKN	g/Ed	6,8
NH4-N	18,9%	1,16%			NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	8,7	NH4-N	67,9%	1,16%			NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	3,1
<b>Zulauffraktionierung</b>						<b>Zulauffraktionierung</b>									
Zulauf Vorklä rung CSB N						Zulauf Vorklä rung CSB N									
SI	3,4%	part	gel	2,0%	part	gel	SI	3,4%	part	gel	2,0%	part	gel		
SS, SND	15,0%		21,5	1,0%		0,2	SS, SND	15,0%		19,3	1,0%		0,2		
XI	16,6%	23,7		3,0%	0,7		XI	16,6%	21,3		3,0%	0,6			
XS, XND	45,0%	32,2	32,2	1,0%	0,3	0,3	XS, XND	45,0%	28,9	28,9	1,0%	0,3	0,3		
XBH	20,0%	28,6		8,6%	2,5		XBH	20,0%	25,7		8,6%	2,2			
- , SNH						8,7	- , SNH						3,1		
Summe		84,5	58,5		3,5	9,4	Summe		75,9	52,5		3,1	3,6		
		59%	41%		27%	73%			59%	41%		46%	54%		
CSB		143,0			TKN	12,8	CSB		128,4			TKN	6,8		
					orgNgel	0,3						orgNgel	0,3		
<b>Vorklä rung</b>						<b>Vorklä rung</b>									
Wirkungsgrad der Vkl bez. Partikulärer Stoffe 65%						Wirkungsgrad der Vkl bez. Partikulärer Stoffe 65%									
Ablauf Vorklä rung CSB N						Ablauf Vorklä rung CSB N									
Summe	part	gel		part	gel	Summe	part	gel		part	gel				
	CSB	29,6	58,5	1,2	10,4		CSB	26,6	52,5	1,1	4,5				
		88,1		TKN	11,6			79,1		TKN	5,6				
				%CSB	13,2%					%CSB	7,0%				
Wirkungsgrad der Vorklä rung bez CSB <sub>ges</sub> bzw. N <sub>ges</sub> 38% 10%						Wirkungsgrad der Vorklä rung bez CSB <sub>ges</sub> bzw. N <sub>ges</sub> 38% 18%									
<p><sup>1)</sup> Für die Schlammproduktion ist (vorausgesetzt, es gibt keine Nährstofflimitierungen) die CSB Zulaufkraft entscheidend. Da die Biomasse einen festen Anteil Stickstoff hat, ist für die Menge des Stickstoffs, der im Schlamm vorhanden ist und bei der Faulung z.T. wieder freigesetzt wird, also die CSB Zulaufkraft entscheidend. Überschüssiger Stickstoff wird über die Nitrifikation Denitrifikation eliminiert. Zur Abschätzung der Wirkung der Urinseparationsszenarien ist es daher sinnvoll, die N-Rückbelastung auf den Zulauf-CSB zu beziehen. Bei Bezug auf Zulauf-N würde die Rückbelastung der Urinseparationsszenarien unterschätzt.</p>						<p>Ertragskoeffizient der heterotrophen Biomasse YH 67,0% <sup>1)</sup>                      N - Anteil der heterotrophen Biomasse 8,6% <sup>1)</sup>                      =&gt; Bezichtigtes N<sub>ZB</sub> / CSB<sub>ZB</sub> Verhältnis (ZB = Zulauf Belebung) 8,6% / (1/67%) 5,8%</p> <p>Erst bei Urinseparation in allen Haushalten und einer unrealistisch hohen Trenneffizienz von 89% wird das benötigte Verhältnis N<sub>ZB</sub>/CSB<sub>ZB</sub> unterschritten. Bei der Abschätzung bleibt unberücksichtigt, dass durch das Absterben der Biomasse wieder Stickstoff und Kohlenstoff frei werden. Jedoch bleibt der Anteil des Kohlenstoffs, den die Bakterien für Ihren Erhaltungsstoffwechsel benötigt haben (1 - YH) verloren. Daher wird die Trenneffizienz, bei der Nährstofflimitierung auftritt in der detaillierten Modellierung höher liegen, wenn überhaupt eine Limitierung auftritt.</p> <p>Aus Tabelle: Berechnung der P-Ablaufkräften für die Urinseparationsszenarien                      Trenneffizienz 75%, Urinseparation in 100% der Haushalte                      P<sub>ZB</sub> g/(Ed) 1,3                      %CSB 1,6% &gt;&gt; 0,5% <sup>1)</sup></p>									

**Bild 91: Abschätzung, ob es bei den Urinseparationsszenarien zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann**

# 11. Anhang

Ist						Urinseparation					
<b>Zulauf zur Kläranlage</b>						<b>Zulauf zur Kläranlage</b>					
CSB	g/Ed	16,4	38,2	65,5	120	CSB	g/Ed	4,1	38,2	65,5	107,7
	%CSB	14%	32%	55%	100%		%CSB	3%	32%	55%	90%
TKN	g/Ed	8,5	1,4	1,1	11	TKN	g/Ed	2,1	1,4	1,1	4,7
	%TKN	77%	13%	10%	100%		%TKN	19%	13%	10%	42%
NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	7,33	0,00	0,00	7,3	NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	1,8	0,0	0,0	1,8
	%NH4-N	100%	0%	0%	100%		%NH4-N	25%	0%	0%	25%
	%TKN	67%					%TKN	39%			
<b>Rückbelastung</b>						<b>Rückbelastung</b>					
<b>Rückbelastung</b>			<b>Zulauf VK incl. Rückbelastung</b>			<b>Rückbelastung</b>			<b>Zulauf VK incl. Rückbelastung</b>		
an/aus	%Stoff	%CSB <sup>1)</sup>				CSB	g/Ed	120,0	CSB	g/Ed	107,7
CSB	19,2%	19,2%	CSB	g/Ed	120,0	TKN	g/Ed	10,8	TKN	g/Ed	4,9
TKN	-1,8%	-0,17%	TKN	g/Ed	10,8	NH4-N	g/Ed	7,3	NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	1,8
NH4-N	18,9%	1,16%	NH4-N <sup>2)</sup>	g/Ed	7,3						
<b>Zulauffraktionierung</b>						<b>Zulauffraktionierung</b>					
<b>Zulauf Vorklä rung</b>			<b>CSB</b>			<b>Zulauf Vorklä rung</b>			<b>CSB</b>		
	part	gel	part	gel	N		part	gel	part	gel	N
SI	3,4%	4,1	2,0%	0,1	0,1	SI	3,4%	3,7	2,0%	0,1	0,1
SS, SND	15,0%	18,0	1,0%	0,2	0,2	SS, SND	15,0%	16,2	1,0%	0,2	0,2
XI	16,6%	19,9	3,0%	0,6	0,6	XI	16,6%	17,9	3,0%	0,5	0,5
XS, XND	45,0%	27,0	1,0%	0,3	0,3	XS, XND	45,0%	24,2	1,0%	0,2	0,2
XBH	20,0%	24,0	8,6%	2,1	2,1	XBH	20,0%	21,5	8,6%	1,9	1,9
- , SNH				7,3	7,3	- , SNH				1,8	1,8
<b>Summe</b>		70,9	49,1	2,9	7,9	<b>Summe</b>		63,7	44,1	2,6	2,3
		59%	41%	27%	73%			59%	41%	53%	47%
CSB		120,0	TKN	10,8	0,3	CSB		107,7	TKN	4,9	0,2
			orgNgel						orgNgel		
<b>Vorklä rung</b>						<b>Vorklä rung</b>					
Wirkungsgrad der Vk bez. Partikulärer Stoffe 65%						Wirkungsgrad der Vk bez. Partikulärer Stoffe 65%					
<b>Ablauf Vorklä rung</b>			<b>CSB</b>			<b>Ablauf Vorklä rung</b>			<b>CSB</b>		
	part	gel	part	gel	N		part	gel	part	gel	N
Summe		24,8	49,1	1,0	8,9	Summe		22,3	44,1	0,9	3,0
CSB		73,9	TKN	9,9		CSB		66,3	TKN	3,9	
			%CSB	13,4%					%CSB	5,9%	
<b>Wirkungsgrad der Vorklä rung bez CSB<sub>ges</sub> bzw. N<sub>ges</sub></b>						<b>Wirkungsgrad der Vorklä rung bez CSB<sub>ges</sub> bzw. N<sub>ges</sub></b>					
38% 8%						38% 20%					
<sup>1)</sup> Für die Schlammproduktion ist (vorausgesetzt, es gibt keine Nährstofflimitierungen) die CSB Zulauffracht entscheidend. Da die Biomasse einen festen Anteil Stickstoff hat, ist für die Menge des Stickstoffs, der im Schlamm vorhanden ist und bei der Faulung z.T. wieder freigesetzt wird, also die CSB Zulauffracht entscheidend. Überschüssiger Stickstoff wird über die Nitrifikation Denitrifikation eliminiert. Zur Abschätzung der Wirkung der Urinseparationsszenarien ist es daher sinnvoll, die N-Rückbelastung auf den Zulauf-CSB zu beziehen. Bei Bezug auf Zulauf-N würde die Rückbelastung der Urinseparationsszenarien unterschätzt.						Ertragskoeffizient der heterotrophen Biomasse YH 67,0% <sup>1)</sup> N - Anteil der heterotrophen Biomasse 8,6% <sup>1)</sup> => Bezögtes N <sub>ZB</sub> / CSB <sub>ZB</sub> Verhältnis (ZB = Zulauf Belebung) 8,6% / (1/67%) 5,8%					
Erst bei Urinseparation in allen Haushalten und einer hohen Trenneffizienz von 76%, die größer als die angenommenen 75% ist, wird das benötigte Verhältnis N <sub>ZB</sub> /CSB <sub>ZB</sub> unterschritten. Bei der Abschätzung bleibt unberücksichtigt, dass durch das Absterben der Biomasse wieder Stickstoff und Kohlenstoff frei werden. Jedoch bleibt der Anteil des Kohlenstoffs, den die Bakterien für Ihren Erhaltungsstoffwechsel benötigt haben (1 - YH) verloren. Daher wird die Trenneffizienz, bei der Nährstofflimitierung auftritt in der detaillierten Modellierung höher liegen.						Aus Tabelle: Berechnung der P-Ablaufmengen für die Urinseparationsszenarien Trenneffizienz 75%, Urinseparation in 100% der Haushalte P <sub>ZB</sub> g/(Ed) 1,3 %CSB 1,9% >> 0,5% <sup>1)</sup>					

<sup>1)</sup> Parameter des ASM1 nach Bornemann, Londong et al (1998)

**Bild 92: Abschätzung, ob es bei den Urinseparationsszenarien zur Nährstofflimitierung der Biomasse in der Kläranlage kommen kann, ohne Rückbelastung durch Schlammwasser**

### 11.3.1.3 Berechnung der P-Ablauffrachten

Ist-Zustand		Abwasser			Summe	Rückbelas- tung aus Klärschlamm
		Urin	Fäkalien	Grauwasser		
P-Anfall <sup>*)</sup>	g/Ed	0,8	0,5	0,5	1,8	0,47
Geschätzter partikulärer Anteil		0%	75%	15%		25%
Zulauf KA	g/Ed	<b>gelöst</b> 1,7	<b>partikulär</b> 0,6		2,3	
Wirkungsgrad der Vorklärung			65%			
Ablauf VK	g/Ed	1,7	0,21		1,9	

#### Urinseparation

Trenneffizienz: 75%

#### Zulauf KA incl. Rückbelastung Prozent der Haushalte mit

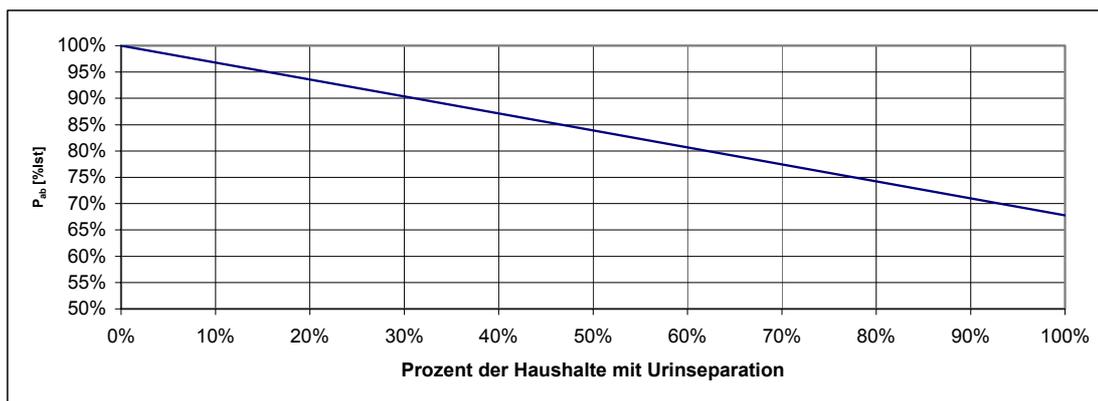
Urinseparation	gelöst	Zulauf KA [g/Ed] partikulär	Summe	Summe [%ist]
0%	1,7	0,59	2,3	100%
50%	1,4	0,59	2,0	87%
100%	1,1	0,59	1,7	73%

#### Ablauf VK

#### Prozent der Haushalte mit

Urinseparation	gelöst	Ablauf VK [g/Ed] partikulär	Summe	Summe [%ist]
0%	1,7	0,21	1,9	100%
30%	1,5	0,21	1,7	90%
100%	1,1	0,21	1,3	68%

Es wird vereinfachend angenommen, dass sich die P-Frachten im Ablauf der KA proportional zu den P-Frachten im Ablauf der VK verhalten, d.h. durch eine Reduktion der P-Fracht im Zulauf der Belebung reduziert sich gleichermaßen der  $P_{part}$  Gehalt des TS (weniger Fällschlamm) und  $P_{gel}$  im Ablauf.



Gleichung der Geraden:

$$P_{ab} [\%ist] = 100\% - (\text{Anteil der Haushalte mit Urinseparation}) * (1 - 67,77\%)$$

<sup>\*)</sup> Proportionale Anpassung der Werte von Remy (2006) an die Werte nach ATV-DVWK-A 131 (2000).

**Bild 93: Berechnung der P-Ablauffrachten der Urinseparationsszenarien**