

Reduzierung der Gewässerbelastung durch Anwendung einer flächen- deckenden und quasi-kontinuierlichen Reinigung eines Mischsystems

Phase 1: Bestandsaufnahme



Abschlussbericht

für das



Ministerium für Umwelt und
Naturschutz, Landwirtschaft und
Verbraucherschutz des Landes
Nordrhein-Westfalen

Förderkennzeichen: AZ IV – 9 – 042 3F3

Projektpartner:

- Entsorgungsbetriebe Warendorf

Abschlussbericht

zum Forschungsvorhaben:

„Reduzierung der Gewässerbelastung durch Anwendung einer flächendeckenden und quasi-kontinuierlichen Reinigung eines Mischsystems“


Phase I: Bestandsaufnahme

AZ IV - 9- 042 3F3

für das



Aachen, den 16.6.2008


Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Pinnekamp
(Projektleiter)

Projektpartner

Partner	Bearbeiter/ Ansprechpartner
 <p>Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen</p> <p>Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Pinnekamp</p> <p>Mies-van-der-Rohe-Str. 1 52074 Aachen</p> <p>Tel.: 0241 80 25207 Fax: 0241 80 22285 Email: isa@isa.rwth-aachen.de Web: www.isa.rwth-aachen.de</p>	<p>Dipl.-Ing. Ph. Staufer</p> <p>Dipl.-Ing. K. Gehrke</p>
 <p>Entsorgungsbetriebe der Stadt Warendorf</p> <p>Freckenhorster Straße 43</p> <p>48231 Warendorf</p> <p>Tel.: 02581 54 760</p>	<p>Dipl.-Ing. V. Cornelsen</p> <p>Dipl.-Ing. R. Bücken</p>

Inhalt

1	Zusammenfassung	13
2	Einleitung und Zielsetzung	15
3	Stand des Wissens	17
3.1	Schmutzfrachtstoß	17
3.1.1	<i>Dynamik des Schmutzfrachtstoßes</i>	<i>17</i>
3.1.2	<i>Einfluss der Oberflächenverschmutzung auf den Spülstoß.....</i>	<i>19</i>
3.1.3	<i>Einfluss der Ablagerungsbildung innerhalb der Kanalisation auf das Spülstoßverhalten.....</i>	<i>20</i>
3.2	Auswirkungen von Ablagerungen auf Mischwasserentlastungs- bzw. -behandlungsanlagen.....	20
3.3	Auswirkungen von Ablagerungen auf kommunale Kläranlagen.....	22
3.4	Einsatz der Schwallspülung in der Kanalisation.....	23
3.4.1	<i>Mathematisch-numerische Nachbildung von Schwallwellen</i>	<i>25</i>
3.4.2	<i>Konzept der netzweiten Schwallspülung</i>	<i>26</i>
3.4.3	<i>Einsatzszenarien für ein netzweites Schwallspülkonzept.....</i>	<i>27</i>
4	Beschreibung des Untersuchungsgebiets	29
4.1	Geographische Lage.....	29
4.2	Abwassersituation.....	29
4.2.1	<i>Entwässerungssystem.....</i>	<i>29</i>
4.2.2	<i>Abwassereigenschaften.....</i>	<i>32</i>
4.2.3	<i>Die Kläranlage Warendorf – Hoetmar.....</i>	<i>33</i>
4.3	Gewässersystem.....	43
4.4	Niederschlagsverhältnisse	43
5	Felduntersuchungen.....	44
5.1	Beschreibung der Untersuchungen.....	44
5.1.1	<i>Messungen am Regenüberlaufbecken</i>	<i>44</i>
5.1.2	<i>Messungen mit Multispektrometersonden</i>	<i>45</i>
5.1.3	<i>Untersuchungen innerhalb des Kanalnetzes</i>	<i>46</i>
5.1.4	<i>Messprogramm auf der Kläranlage Hoetmar.....</i>	<i>48</i>
5.2	Ergebnisse	49
5.2.1	<i>Methodik zur Auswertung eines Schmutzfrachtstoßes.....</i>	<i>49</i>
5.2.2	<i>Zulauf zum Regenbecken.....</i>	<i>50</i>

5.2.3	<i>Klär- und Beckenüberlauf</i>	54
5.2.4	<i>Einordnung der Gewässerbelastungen aus der Mischwasserentlastung</i>	55
5.2.5	<i>Zulauf Kläranlage</i>	56
5.2.6	<i>Ablauf Kläranlage</i>	58
5.3	Schlussfolgerungen	67
6	Numerische Untersuchungen	68
6.1	Schmutzfrachtmodellierung.....	68
6.1.1	<i>Eigenschaften des hydrologischen Schmutzfrachtberechnungsprogramms Moment</i>	68
6.1.2	<i>Aufstellung des Schmutzfrachtmodells</i>	70
6.1.3	<i>Ergebnisse der Kontinuumssimulation mit Moment</i>	73
6.1.4	<i>Schlussfolgerungen zur Schmutzfrachtberechnung</i>	76
6.2	Dynamische Kläranlagensimulation	76
6.2.1	<i>Erstellung des numerischen Modells der Anlage</i>	76
6.2.2	<i>Modellierung der Anlagenbauteile</i>	79
6.2.3	<i>Sensitivitätsanalyse und Kalibrierung</i>	93
6.2.4	<i>Ergebnisse der Kalibrierung</i>	97
7	Entwicklung der Reinigungsstrategie	101
7.1	Prämissen der Reinigungsstrategie	101
7.2	Einsatzbereiche von Spüleinrichtungen	102
7.2.1	<i>Anfangshaltungen</i>	102
7.2.2	<i>Sammler und Transportsammler</i>	103
7.3	Vergleichende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung.....	107
7.3.1	<i>Ansatz und Zielgleichung</i>	107
7.3.2	<i>Kosten der HD-Reinigung</i>	108
7.3.3	<i>Kosten zur Umsetzung des Schwallspülkonzeptes</i>	109
7.3.4	<i>Schlussfolgerungen der vergleichenden Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen</i>	110
8	Fazit der Untersuchungen und Empfehlungen	111
9	Literatur	112
10	Anhang	119
A	Messeinrichtungen	119
B	Auswertungen	120

Abbildungsverzeichnis

Bild 3.1:	Verdeutlichung eines Schmutzstoßes während eines Regenereignisses in der Vorklärung (GUJER, 2002).....	17
Bild 3.2:	Ausbreitung einer Wellenfront bei der Abflussteigerung (KREBS, 2003).....	18
Bild 3.3:	Abfluss- und Leitfähigkeitsganglinien von einer künstlich erzeugten Welle in einem Abwasserkanal (HUISMANN, 2000).....	19
Bild 3.4:	Auswirkung des Ablagerungspotentials in einem Kanalnetz auf die jährlich entlastete Schmutzfracht (Haußmann, 1996).....	21
Bild 3.5:	Zufluss Q und CSB-Fracht im Zulauf einer Großkläranlage (DOHMANN, 1998).....	23
Bild 3.6:	Schematische Darstellung von Schwallspüleinrichtungen für die Reinigung von Abwasserkanälen (DETTMAR, 2006).....	25
Bild 4.1:	Regenbecken als offenes Durchlaufbecken im Nebenschluss, Hoetmar.....	30
Bild 4.2:	Verteilung der Netzanteile des Mischsystems in Hoetmar in Bezug auf das vorliegende Sohlengefälle (Ausschnitt der Gesamtsummenlinie, vgl. Anhang B).....	31
Bild 4.3	Gefälleverhältnisse der Haltungen im Entwässerungssystem von Hoetmar.....	31
Bild 4.4	Auswertung des Trockenwetteranfalls im Zeitraum Jan.-Juni 2007 im Stundenmittel.....	32
Bild 4.5:	Lageplan der Kläranlage mit den Bezeichnungen 1. MID Ablauf, 2. Zwischenpumpwerk, 3. Rücklaufschlamm- und Überschussschlamm- und M3 Messstelle im Zulauf, M6 Messstelle im Ablauf der Nachklärung, M4 Messstelle im Ablauf der Gesamtanlage.....	34
Bild 4.6:	Zusammenhang zwischen dem Redox-Knick und dem Nitratverlauf (entnommen aus ATV 1997a).....	38
Bild 4.7:	Wasserspiegellagen und Höhen im Belebungsbecken und in der Nachklärung der Kläranlage Hoetmar.....	39
Bild 4.8:	Skizze des Nachklärbeckens der Kläranlage Hoetmar.....	40
Bild 4.9:	Lageplan des Tropfkörpers der Kläranlage Hoetmar (links), Flächen zur Volumenberechnung (rechts).....	42
Bild 4.10:	Ansicht des Tropfkörpers der Kläranlage Hoetmar.....	42
Bild 5.1:	Schematische Darstellung der Abwasserströme am Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage Hoetmar.....	45
Bild 5.2:	Exemplarische Darstellung von drei unterschiedlichen Absorptionsspektren von kommunalem Abwasser.....	46
Bild 5.3:	Lokalisierung von Ablagerungen und Positionierung temporärer Durchflussmessungen im Entwässerungssystem (rot: Ablagerungen durch Trockenwetterbedingungen; grün: Ablagerungen bei Regenwetter).....	47
Bild 5.4:	Visualisierung des Spülstoßes durch die Gegenüberstellung der kumulierten Fracht eines Abflusses und dessen kumulierten Abflussvolumens (BUTLER UND DAVIES, 2004).....	49
Bild 5.5:	Frachtganglinien im Zulauf zur Speicherkammer des RÜBs Hoetmar zwischen dem 07.05.2007 und dem 23.06.2007.....	51
Bild 5.6:	Darstellung des Verlauf der kumulierten Fracht und des kumulierten Abwasservolumens im Zulauf der Speicherkammer des RÜB Hoetmar während eines Regenereignisses am 27.05.2007.....	51

Bild 5.7:	Dimensionslose Darstellung der kumulierten relativen Fracht in Bezug auf das kumulierte relative Abflussvolumen; Regenereignis vom 27.05.2007 am RÜB Hoetmar	52
Bild 5.8:	Zusammenhang zwischen Schmutzfrachtstößen (SFS) und dem Produkt aus Länge der voran gegangenen Trockenwetterperiode (TWP) und der Wurzel der Niederschlagssumme (h_{na})	53
Bild 5.9:	Dimensionslose Darstellung der kumulierten relativen Fracht in Bezug auf das kumulierte relative Entlastungsvolumen des Regenereignisses vom 15.05.2007	55
Bild 5.10:	Entlastungsfrachten vom Klärüberlauf von neun Entlastungsereignissen vom Klärüberlauf Hoetmar	56
Bild 5.11:	Auswertung der Zulauffrachtganglien bei Regenwetter	57
Bild 5.12:	Referenzmessung unter Trockenwetterbedingungen im Ablauf der Kläranlage Hoetmar	58
Bild 5.13:	Kumulierte Fracht von AFS, $\text{NO}_3\text{-N}$, $\text{NH}_4\text{-N}$ und CSB (hom.) am Ablauf der Kläranlage Hoetmar im Nachgang eines Niederschlagsereignisses vom 07./08. 05.2007 (Dauer der Trockenwetterperiode 24 d, Niederschlagshöhe 38 mm)	60
Bild 5.14:	Auswertung der dimensionslosen Schmutzfrachtgraphen für den Kläranlagenablauf	61
Bild 5.15:	Emissionen der Kläranlagen als Frachten von $\text{NH}_4\text{-N}$, CSB (hom) und AFS in Abhängigkeit des Durchflusses	62
Bild 5.16:	Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter abfiltrierbare Stoffe (AFS) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses	64
Bild 5.17:	Einteilung der Werte in drei Cluster mit unterschiedlichem Emissionspotential als Abweichung vom Mittelwert (M_w)	64
Bild 5.18:	Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses	66
Bild 5.19:	Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter Chemischer Sauerstoffbedarf (CSB) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses	66
Bild 6.1:	Systemskizze des aufgestellten Schmutzfrachtmodells für das Einzugsgebiet der Kläranlage Hoetmar (Weg-Datei)	71
Bild 6.2:	Zeitreihe der berechneten Zuflüsse ins Regenüberlaufbecken (Q_{zu}) und über den Klärüberlauf ($Q_{Kü}$) für den Messzeitraum	74
Bild 6.3:	Übergang vom Belebtschlammmodell ASM3 ins Biofilmmodell „ASM1biof“ und zurück	78
Bild 6.4	Vergleich des simulierten und gemessenen AFS im Zulauf der Kläranlage Hoetmar im Zeitraum vom 12 bis 18.10.2007	80
Bild 6.5	Schematisches Steuerungsprogramm für das Belebungsbecken	82
Bild 6.6:	Vergleich von realem und simuliertem Volumenstrom im Ablauf der Kläranlage Hoetmar. Überschussschlammabzug 2 mal 15 Minuten	83
Bild 6.7:	Vergleich von realem und simuliertem Volumenstrom im Ablauf der Kläranlage Hoetmar. Überschussschlammabzug 2 mal 80 Minuten	84
Bild 6.8:	Vergleiche von Varianten des Überschussschlammabzugs bezogen auf Ablaufwerte für Ammonium	84

Bild 6.9:	Vergleiche von Varianten des Überschussschlammabzugs bezogen auf Ablaufwerte für CSB	85
Bild 6.10:	Skizze des Nachklärbeckens der Kläranlage Hoetmar.....	89
Bild 6.11:	Verteilung der Trübwassermengen: Original Messwerte (links), Korrigierte Messwerte (rechts)	91
Bild 6.12	Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für die abfiltrierbaren Stoffe (AFS) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar.....	97
Bild 6.13:	Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für Ammonium (NH ₄ -N) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar.....	98
Bild 6.14:	Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für Nitrat (NO ₃ -N) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar	99
Bild 6.15 :	Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für den chemischen Sauerstoffbedarf (CSB) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar	100
Bild 7.1:	Darstellung der ablagerungskritischen Bereiche im Entwässerungssystem von Hoetmar sowie die Positionierung von Spülschächten in Anfangshaltungen.....	103
Bild 7.2:	Mischwasser- und Schmutzwassersystem (KAS Gysenbergstrasse II)	105
Bild 7.3:	Mischwasser- und Schmutzwassersystem (KAS Lambertusplatz).....	107

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4.1:	Kennzahlen zur Beschreibung des Entwässerungssystems.....	29
Tabelle 4.2:	Laborergebnisse von Abwasserparametern des Trockenwetterabflusses (02.05.2007).....	33
Tabelle 4.3:	Übersicht über den täglichen Zufluss und die Menge des Sandfangguts auf der Kläranlage Hoetmar (Trockenwettertage in grau).....	36
Tabelle 4.4:	Anzahl von Trockenwetterperioden verschiedener Länge im Einzugsgebiet der Kläranlage Hoetmar von 2006 und 2007	43
Tabelle 4.5:	Anzahl von Starkniederschlagsereignissen in 2006 und 2007	43
Tabelle 5.1:	Übersicht der Messstellen auf der Kläranlage Hoetmar und der dort erhobenen Werte	48
Tabelle 5.2:	Kennzahlen zu den Mischwasserentlastungen des Klärüberlaufs am RÜB Hoetmar aus den Jahren 2003 und 2007.....	54
Tabelle 5.3:	Grenzen für die Einteilung der Messwerte AFS in die drei Cluster	62
Tabelle 6.1:	Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen der hydrologischen Schmutzfrachtberechnung.....	75
Tabelle 6.2:	Stoffgruppen des Activated Sludge Model No.3 und des Biofilmmodells „ASM1biof“	77
Tabelle 6.3:	Belüftungsparameter im Belebungsbecken.....	81
Tabelle 6.4:	Massenbilanz für die Fällungsprodukte zur Berücksichtigung bei der Berechnung des Trockensubstanzgehalts im Belebungsbecken.....	88
Tabelle 6.5:	Chemische Eigenschaften des Trübwassers aus dem Schlammstapelbehälter.....	91
Tabelle 6.6:	Kategorisierung der Sensitivität eines Parameters nach ZETTL (2001).....	94
Tabelle 6.7:	Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse	94
Tabelle 6.8:	Vergleich der bei der Kalibrierung veränderten Parameter mit Standardwerten.....	99
Tabelle 7.1:	Kurzbeschreibung der örtlichen Verhältnisse an den großformatigen Sammlern im Kanalnetz Hoetmar mit Neigung zur Ablagerungsbildung	104
Tabelle 7.2:	Kurzbeschreibung der örtlichen Verhältnisse zur alternativen Spülwasserversorgung vom Sammler Gysenbergstraße II.....	106
Tabelle 7.3:	Kosten der Hochdruckreinigung (Daten EBW).....	109
Tabelle 7.4:	Auflistung der Geräte für zwei Varianten des Schwallspülkonzeptes	109
Tabelle 7.5:	Gegenüberstellung des Ergebnisses der vergleichenden Wirtschaftlichkeitsbetrachtung der Schwallspülkonzeptvarianten am Beispiel Hoetmar.....	110

Abkürzungsverzeichnis

A	Absorption
ABK	Abwasserbeseitigungskonzept
A_{EK}	kanalisierte Einzugsgebietsfläche
A_{red}	befestigte Einzugsgebietsfläche
c	Konzentration der Substanz
CSB	Chemischer Sauerstoffbedarf
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
EBW	Entsorgungsbetriebe Warendorf
EK	Entwässerungskonzept
eq	equivalent
feq	equivalent, filtered
FW	Fremdwasser
GIS	Geographischen Geographisches Informationssystem
i	Zinssatz (absolut)
I	Intensität des ausfallenden Lichts
I_0	Intensität des eingehende Lichts
IK_{SSE}	Investitionskosten Schwallspüleinrichtung
JSM	Jahresschmutzwassermenge
KAS	Kanalvolumen-aktivierende-Spüleinrichtung
KFAKR (i,n)	Diskontierungsfaktor für einmalige Zahlungen
L	Pfadlänge
LK_{HDR}	Laufende Kosten der HD-Reinigung
MG	Maßnahmenggebiet
N	Niederschlagshöhe
n	Betrachtungszeitraum
NAE	Niederschlagsabflussereignis
QFD	Mittlerer täglicher Fremdwasserabfluss
r	Preissteigerung (absolut)
RG	Referenzgebiet
SSE	Schwallspüleinrichtung
SSi	Suspended Solids (inert)
TSS	Total Suspended Solids
TWP	Trockenwetterperiode
ZK	Zustandsklasse
ΔJK	Unterschied in den Jahreskosten
ΔQ_z	zeitliche Veränderung im Zulauf zur Kläranlage
ε	Absorptionsmaß, Naturkonstante

1 Zusammenfassung

Ablagerungen in Mischkanalisationen gelten als wesentliche Quellen für Schmutzfrachten, die während eines Regenereignisses an Regenüberläufen in Gewässer eingeleitet werden. Dieser Schmutzfrachtanteil kann sogar einen Großteil der transportierten Fracht ausmachen, wie z.B. Studien von CRABTREE (1989) oder ROSSI et al. (2005) belegen. Der kurzfristige Anstieg von Schmutzfrachten (Spülstoß) oder die während eines gesamten Regenereignisses erhöhte Schmutzfracht kann sich auf die Emissionssituation des gesamten Entwässerungssystems auswirken.

Um diesem Problem in bestehenden Entwässerungssystemen mit betrieblichen Mitteln zu begegnen, ist das derzeit am häufigsten eingesetzte Kanalreinigungsverfahren der Hochdruckreinigung nicht einsetzbar. Da Ablagerungen innerhalb von wenigen Tagen oder innerhalb der Nachtstunden, die auf ein Regenereignis folgen, erneut entstehen, sind Reinigungsintervalle, die von einigen Wochen bis wenigen Jahren dauern können, nicht in der Lage, immer wiederkehrende Ablagerungszustände zu beheben. Als Alternative bieten sich Schwallspülverfahren an, deren Einsatzgebiete und Praxistauglichkeit in verschiedenen Forschungsvorhaben untersucht wurden (z.B. Dettmar, 2006; Dohmann und Dettmar, 2002). Im Rahmen einer netzweiten Strategie können an einer Vielzahl von Ablagerungskritischen Bereichen Schwallspüleinrichtungen angeordnet werden, um Ablagerungen und die damit unerwünschten Folgen zu unterbinden.

Im Rahmen dieses Vorhabens sollte der mögliche Erfolg einer solchen Reinigungsstrategie im Hinblick auf die Verbesserung der Emissionssituation eines kleinen Entwässerungssystems an großtechnischen und mit Hilfe numerischer Untersuchungen gezeigt werden. Untersuchungsgegenstand war das Entwässerungssystem des Ortsteils Hoetmar der Stadt Warendorf, das sich als Untersuchungsgebiet anbietet, da es im flachen Münsterland liegt und nur eine Regenentlastungsanlage aufweist. Das Untersuchungsprogramm wurde in zwei Phasen unterteilt. Die erste Phase beinhaltete die Bestandsaufnahme und die Aufnahme der Emissionssituation des derzeitigen Zustands. Zum Einsatz kamen neben Durchflussmessgeräten und automatischen Probenehmern auch Online-Sonden, die eine zeitlich hoch aufgelöste Erfassung von Schmutzkonzentrationen im Abwasser ermöglichten. Des Weiteren wurde innerhalb der ersten Phase eine quasi kontinuierliche Reinigungsstrategie entwickelt, die in der Folge auf ihre Wirtschaftlichkeit hin untersucht wurde. Parallel dazu wurden ein numerisches Schmutzfrachtmodell und ein dynamisches Kläranlagenmodell aufgestellt.

Die Umsetzung der erarbeiteten quasi kontinuierlichen Reinigungsstrategie war einer zweiten, später durchzuführenden Phase vorbehalten. Danach sollten mit Hilfe der entwickelten Modelle die Messergebnisse der ersten Phase weiter verdichtet werden.

Zusammenfassend lassen sich die Ergebnisse der ersten Phase wie folgt darstellen.

- Die Ablagerungssituation des Hoetmarer Mischwassernetzes ist durch stark schwankende Trockenwetterabflüsse geprägt. Dadurch ergeben sich ablagerungskritische Bereiche vorwiegend in den Anfangssträngen des Mischwassernetzes. Die Ablagerungen bestehen weitestgehend aus Hygieneartikeln mit groben organischen Sedimenten.
- Durch die dimensionslose Darstellung der Schmutzfrachtganglinien eines Regenerignisses, die in Abhängigkeit der Länge der vorausgegangenen Trockenwetterperiode und der Niederschlagsmenge dargestellt werden können, ergibt sich eine übertragbare Vorgehensweise, den Erfolg einer Reinigungsstrategie zu quantifizieren.
- Aus der Auswertung der Schmutzfrachtdynamik wurde deutlich, dass sich Spülstöße nach einem bis zwei Tagen Trockenwetterabfluss auszuprägen beginnen. Bei sehr langen Trockenwetterperioden ist das Auftreten von Schmutzfrachtverlagerungen beobachtet worden.
- Durch den Einsatz von Online-Sonden ist ein Monitoring der Schmutzfrachtverläufe möglich. Sofern die Messeinrichtungen ordnungsgemäß gewartet sowie die Messinstrumente regelmäßig kalibriert werden, ist auch eine quantitative Nutzung der Messergebnisse möglich. Der selektive Ausschnitt des Messfensters verursacht zwar eine große Unsicherheit in der Messung, die allerdings auch bei herkömmlichen Messsystemen in derselben Größenordnung auftritt. Die Zuverlässigkeit und die Möglichkeit, durch die Gewinnung von Zeitreihen auch nachträglich die Güte der Messung zu beurteilen, sind Vorteile dieses Messprinzips
- Aus der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung lässt sich ableiten, dass eine netzweite quasi-kontinuierlichen Reinigungsstrategie nur dann wirtschaftlich umsetzbar ist, wenn das durch Schwallspüleinrichtungen in der Kanalisation aktivierte Speichervolumen als Mischwasserbehandlungsvolumen an anderer Stelle eingespart werden kann oder eine Immissionsbetrachtung zusätzliche frachtreduzierende Maßnahmen erfordert.
- Unter derzeitig geltenden rechtlichen Rahmenbedingungen hängt die wirtschaftliche Umsetzung einer netzweiten Schwallspülstrategie in Mischwassernetzen von der Nutzung des aktivierbaren Speichervolumens zur Mischwasserbehandlung ab.

2 Einleitung und Zielsetzung

Ablagerungen in Mischwasserkanalisationen sind mit einer Reihe unerwünschter Folgen für den Betrieb von Entwässerungssystemen und die aufnehmenden Gewässer verbunden. Dazu zählen die erhöhten Frachten im Zulauf von Regenbecken und Kläranlagen zu Beginn eines Regens, die zu erhöhten Emissionen in das aufnehmende Gewässer beitragen können. Da mit der für die Kanalreinigung am häufigsten eingesetzten Methode, der HD-Reinigung, in Kanalhaltungen nur temporär ein ablagerungsfreier Zustand erreicht werden kann, erscheint die quasi-kontinuierlich arbeitende Schwallspülung geeignet, den Zeitraum innerhalb einer Trockenwetterperiode zu verringern, in dem sich Sedimente bilden, die zu Schmutzfrachtstößen führen können.

Die Erfassung aller relevanten Abwasserabflüsse sowie die kontinuierliche Messung von Konzentrationswerten am Kläranlagen- und Regenbeckenzulauf für ein Einzugsgebiet ermöglicht eine systematische Darstellung der Prozesse zu Beginn eines Regenereignisses in einer Mischwasserkanalisation. Die anschließende Gegenüberstellung der Zulauf-frachten und der Entlastungsraten vor und nach dem Einbau von Schwallspüleinrichtungen ermöglicht eine Quantifizierung des Erfolgs.

Weitere Erkenntnisse über die Zusammenhänge der Gewässerbelastungen aus Ablagerungen können mit numerischen Untersuchungen gewonnen werden, die das Kanalnetz und die Kläranlage einschließen.

Gesamtziel der Untersuchung ist, fundierte Kenntnisse über die stofflichen Veränderungen im Abwasser eines durch flächendeckende quasi-kontinuierliche Kanalreinigung ablagerungsfrei gehaltenen Kanalnetzes zu gewinnen. Mit Hilfe großtechnischer Versuche und mathematischer Simulationen sollen die Auswirkungen dieser Reinigungsstrategie auf den Kläranlagenbetrieb sowie auf Mischwasserentlastungen und damit auf die Gewässergüte erfasst werden. Darauf aufbauend sollen allgemeingültige Aussagen für nordrhein-westfälische Kommunen erarbeitet werden.

Die Untersuchungen wurden im Kanalnetz des Ortsteils Hoetmar der Stadt Warendorf durchgeführt. Es handelt sich dabei um ein flaches Mischwasserkanalnetz von ca. 7,1 km Länge. Der Kläranlage ist ein Regenüberlaufbecken im Nebenschluss vorgeschaltet.

Das Gesamtvorhaben wurde in zwei Phasen aufgeteilt. Zunächst wurde nur Phase I be- willigt. Die Ziele dieser ersten, hier vorgestellten Phase gliedern sich in folgende Teilziele:

- Feststellung des Status Quo des Entwässerungssystems von Hoetmar in Bezug auf die Schmutzfrachtbelastung der angeschlossenen Abwasseranlagen zu Beginn und im Verlauf von Niederschlagsabflussereignissen.
- Identifizierung der maßgeblichen ablagerungskritischen Bereiche im Mischsystem.
- Übertragung des Status Quo in ein Schmutzfrachtmodell und ein dynamisches Kläranlagensimulationsmodell.
- Ableitung einer Reinigungsstrategie aus den gewonnenen Teilergebnissen.
- Bewertung der geplanten Umsetzungsphase einer netzweiten Schwallspülung und Erstellung eines Konzeptes.

Für eine sich ggf. anschließende zweite Phase ergeben sich dann die nachfolgenden Teilziele:

- Implementierung der entwickelten quasi-kontinuierlichen Reinigungsstrategie.
- Monitoring der Veränderung der Emissionssituation im Kläranlageneinzugsgebiet Hoetmar.
- Übertragung der Messergebnisse in das Kläranlagen- und das Schmutzfrachtmodell.
- Ableitung allgemeiner Hinweise für Kommunen in Nordrhein-Westfalen.

3 Stand des Wissens

3.1 Schmutzfrachtstoß

3.1.1 Dynamik des Schmutzfrachtstoßes

Mit fortschreitender Abflussbildung zu Beginn eines Regens werden von den Oberflächen des Einzugsgebietes Schmutzstoffe in das Entwässerungssystem eingetragen und mit zunehmendem Abfluss werden Kanalablagerungen im Kanalnetz remobilisiert. Die Erosion von Kanalablagerungen beschränkt sich auf flache bis mittelsteile Gebiete, da bei steilen Gebieten nur unbedeutende Mengen von Ablagerungsmaterial zu erwarten sind. Durch die Remobilisierung von Feststoffen steigt zunächst die Konzentration von Schmutzstoffen an, bevor eine Verdünnung durch den Niederschlagsabfluss einsetzt. Während des Übergangs zwischen erhöhter Anfangskonzentration und Verdünnungskonzentration des Mischwassers, stellt sich durch den dynamischen Anstieg des Abflusses ein Frachtmaximum ein. GUJER (2002) wertete Zuflussganglinien vor der Vorklärung einer konventionellen Kläranlage aus. Die in Bild 3.6 dargestellten Ganglinien zeigen diese Dynamik auf. Von einem Schmutzfrachtstoß bzw. Spülstoß (engl. first flush oder first foul flush) wird gesprochen, wenn die gemessene Schmutzfracht über einem mit konstanten Konzentrationen der mittleren Ereigniskonzentration berechneten Schmutzfrachtverlauf liegt. Als Folge eines Schmutzstoßes kann beispielsweise eine rasch ansteigende Ammoniumkonzentration zu einer Überlastung der Nitrifikation im Belebungsbecken einer Kläranlage führen, da sich die Gemeinschaft der Mikroorganismen erst auf die höheren Werte und die rasche Zuführung erhöhter Frachten einstellen muss. Dadurch kommt es in diesen Fällen zu einer unerwünschten Emission in das Fließgewässer.

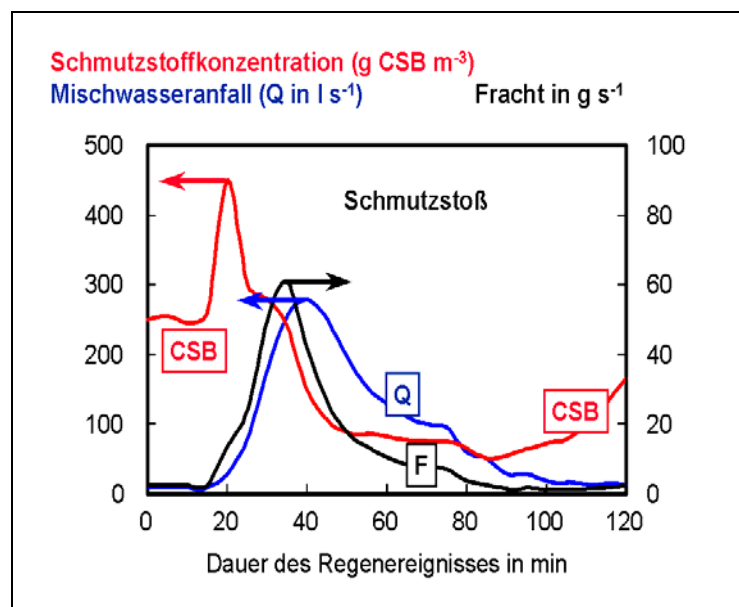


Bild 3.1: Verdeutlichung eines Schmutzstoßes während eines Regenereignisses in der Vorklärung (GUJER, 2002)

Bei kleinen Einzugsgebieten mit einer geringen Fließzeit ($t_f < 20$ min) trägt ein weiterer Effekt zum Schmutzfrachtstoß bei. Auf Grund der Abflusssteigerung breitet sich eine Wellenfront in der Kanalisation aus. Diese Welle, die die wesentlichen Eigenschaften der Ausbreitung einer Störung in einem Fließgewässer mit der Wellenlänge λ und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v besitzt, bewirkt ein „Zusammenschieben“ des flacheren Wassers vor der eigentlichen Wellenfront, vgl. Bild 3.2. Dieser Effekt erhöht die Frachten so lange proportional zum Durchfluss, bis die Verdünnung einsetzt, die sich mit der Fließgeschwindigkeit im Kanal ausbreitet. Dieser Effekt macht sich besonders bei den gelösten Stoffen, wie Ammonium, bemerkbar.

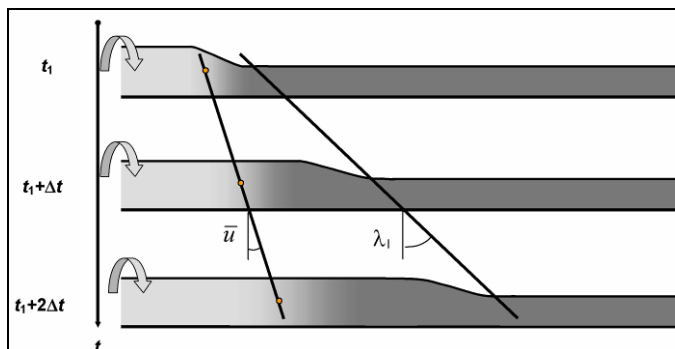


Bild 3.2: Ausbreitung einer Wellenfront bei der Abflusssteigerung (KREBS, 2003)

Unter veränderten Randbedingungen im Abwasserkanal können allerdings andere Eigenschaften des Stofftransportes überwiegen. HUISMANN et al. (2000) haben an einer künstlich erzeugten Welle in einem Abwasserkanal die Transportprozesse von gelösten Stoffen untersucht. Der Tracer wurde mittels der Leitfähigkeit erfasst und das Abflussverhalten mittels Durchflussmessungen. Einige Ergebnisse sind in Bild 3.3 dargestellt. Aus den Bildern ist zu erkennen, wie die hydraulische Welle sich mit zunehmender Laufzeit von der stofflichen Welle des Tracers separiert.

Im Hinblick auf den Betrieb von Regenüberlaufbecken könnten diese Prozesse bewirken, dass die hydraulische Welle der Frachtspitze bei langen Fließzeiten voran läuft. Das Regenbeckenvolumen würde entsprechend mit geringeren Frachten beaufschlagt, so dass im ungünstigen Fall größere Frachten in die Entlastung gelangen.

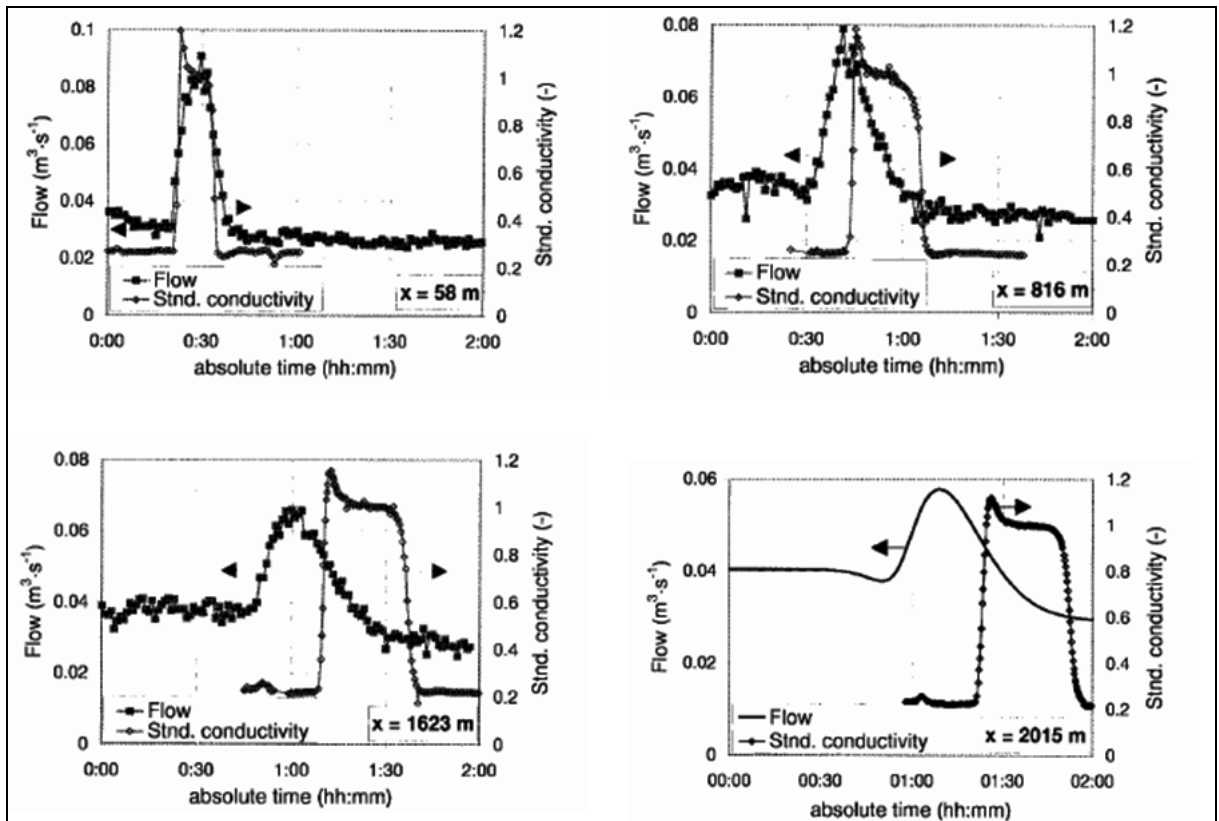


Bild 3.3: Abfluss- und Leitfähigkeitsganglinien von einer künstlich erzeugten Welle in einem Abwasserkanal (HUISMANN, 2000)

3.1.2 Einfluss der Oberflächenverschmutzung auf den Spülstoß

Während Trockenwetterzeiten baut sich durch Staubbiederschlag, Straßenverschmutzung, Abrieb, etc. ein Schmutzfilm auf den Oberflächen auf (Akkumulation). Der Schmutzfilm strebt im Verlauf der Trockenwetterperiode einem Maximum entgegen (GÖTTLE, 1978), das meist innerhalb von wenigen Tagen erreicht ist. KANSO et al. (2005) stellen bei hoch verdichteter Bebauung in Paris fest, dass die Depositionsraten derart hoch sind, dass die Trockenwetterperiode keinen Einfluss auf den Konzentrationsverlauf hat. Mit dem Hinblick auf Schwermetalle finden sich Hinweise zur Höhe der Deposition auf urbanen Flächen und einwohnerspezifische Werte beispielsweise in UBA (2000) und UBA (2001). KANG et al. (2006) leiten aus Messungen eine Oberflächenbelastung, die 4 kg CSB/ha_(u) nach einer 5-tägigen Trockenwetterperiode ansteigt.

Lütznert und Gebhard (1998) geben an, dass die Oberflächen innerhalb der ersten 2 bis 3 mm effektiven Niederschlag abgespült werden. Dies spiegelt sich entsprechend an ausgeprägten Spülstößen wider, da anschließend die Schmutzkonzentrationen schnell abfallen. Die Erosion der Schmutzstoffe hängt von der Oberflächenbeschaffenheit, der Art und Menge der Schmutzstoffe sowie den hydraulischen Bedingungen ab. In der Regel wird die Abflusskonzentration hydrologisch abgebildet, sodass für die Remobilisierung ebenfalls

hydrologische Ansätze zum Einsatz kommen (Muschalla, 2006). Der Ansatz in der Form von Paulson (1987) stellt die Erosionsrate mit einem linearen Zusammenhang dar, in den eine Konstante und die Niederschlagsintensität eingehen.

3.1.3 Einfluss der Ablagerungsbildung innerhalb der Kanalisation auf das Spülstoßverhalten

Kanalablagerungen wirken wie ein Feststoffspeicher innerhalb der Kanalisation. Diese Eigenschaft machte sich Bertrand-Krajewski (1992) zu nutze, um mit einfachen hydrologischen Speicheransätzen die Dynamik der im Mischwasserfall transportierten Frachten zu beschreiben. Dadurch gelingt es ihm das Spülstoßverhalten einzelner Ereignisse nachzubilden. Beichert (1992) ermittelte durch eine numerische Parameterstudie, dass sich während Trockenwetter in Abhängigkeit des Sohlgefälles, der angeschlossenen undurchlässigen Fläche und des Rohrdurchmessers Ablagerungen bilden, die durch Regenwasser remobilisiert werden. Dabei stellte er fest, dass sich ein Spülstoßverhalten bei Durchmessern größer als 250 mm einstellt. Die durch das Regenwetter zusätzlich transportierte Fracht bis zu Werten von 300 kgSSi/(ha*a) reichen kann.

3.2 Auswirkungen von Ablagerungen auf Mischwasserentlastungs- bzw. -behandlungsanlagen

Ablagerungen in der Mischwasserkanalisation können durch die Reduktion der hydraulischen Leistungsfähigkeit zu einer Erhöhung der Wasserspiegellinie und damit zu einem ungeplant häufigen Anspringen der Überläufe führen. Das nachgeschaltete Gewässer wird neben der dadurch erhöhten hydraulischen Belastung zusätzlich zur normalerweise im Mischwasser vorhandenen Schmutzfracht durch gegebenenfalls remobilisierte Ablagerungen aus dem Kanalnetz belastet. In Großbritannien gehen Untersuchungen davon aus, dass bis zu 80 % der entlasteten Schmutzfracht aus Mischwassersystemen durch die Erosion von Ablagerungen hervorgerufen wird (CRABTREE, 1988). Nach Untersuchungen von BROMBACH (1984) stammen im Durchschnitt fast 75 % der gewässerschädlichen Stoffe aus Kanalablagerungen im Einzugsgebiet eines Regenbeckens.

Bei der Bemessung von Mischwasserbehandlungsanlagen nach dem Arbeitsblatt A 128 der DWA (N.N., 1992) werden Kanalablagerungen mangels genauerer Kenntnisse durch einen Zuschlagwert berücksichtigt, wobei das Gefälle im Einzugsgebiet der Kläranlage maßgebend ist. Ersatzweise wird die flächengemittelte Neigungsgruppe herangezogen, die zusammen mit der Trockenwetterabflusspende und dem Verhältniswert aus dem Tagesmittel und der Tagesspitze des Trockenwetterabflusses den Zuschlagwert für Kanalablagerungen ergibt. Können Ablagerungen durch regelmäßige Spülungen nachweislich ausgeschlossen werden, so kann dieser Zuschlagwert vermindert werden oder sogar ganz entfallen.

Zur Abschätzung der Auswirkung von Ablagerungen auf die jährlich entlastete Schmutzfracht wurde für das Beispielgebiet aus dem ATV-Arbeitsblatt A 128 (N.N, 1992) das Gesamtbeckenvolumen unter Ansatz des üblichen Einflusswertes für Kanalablagerungen bestimmt. Für dieses Beckenvolumen wurden mit Hilfe von Schmutzfrachtsimulationen für unterschiedliche Ablagerungspotentiale und zwei unterschiedliche Niederschlagshöhen die jährlich entlasteten Schmutzfrachten ermittelt (HAUßMANN, 1996). Die Ergebnisse sind in Bild 3.4 dargestellt. Demnach ergibt sich für dieses Beispiel bei einem Ablagerungspotential von 10 kg CSB/ha eine um 35 - 40% erhöhte entlastete Schmutzfracht im Vergleich zu einem Netz ohne Ablagerungen bzw. einem gut gereinigten Netz.

Untersuchungen von LÜTZNER UND GEBHARD (1996) beobachteten im Dresdner Kanalnetz ein Ablagerungspotential bis 100 kg CSB/ha und kamen zu dem Schluss, dass die derzeit angewendete Dimensionierung von Regenentlastungsanlagen im Mischsystem für ablagerungsbehaftete Kanalnetze nicht geeignet sei.

Bei den Mischwasserentlastungen bzw. -behandlungsanlagen bietet sich die Möglichkeit, durch die Vermeidung von Ablagerungen mittels regelmäßiger Spülung Belastungsstöße zu vermeiden bzw. zu reduzieren, anstatt nachträglich bauliche Veränderungen durchzuführen (Volumenvergrößerung) bzw. erhöhte Wasserspiegellinien und Schmutzfrachten des Mischwassers bereits bei der Planung von Abwasseranlagen zu berücksichtigen.

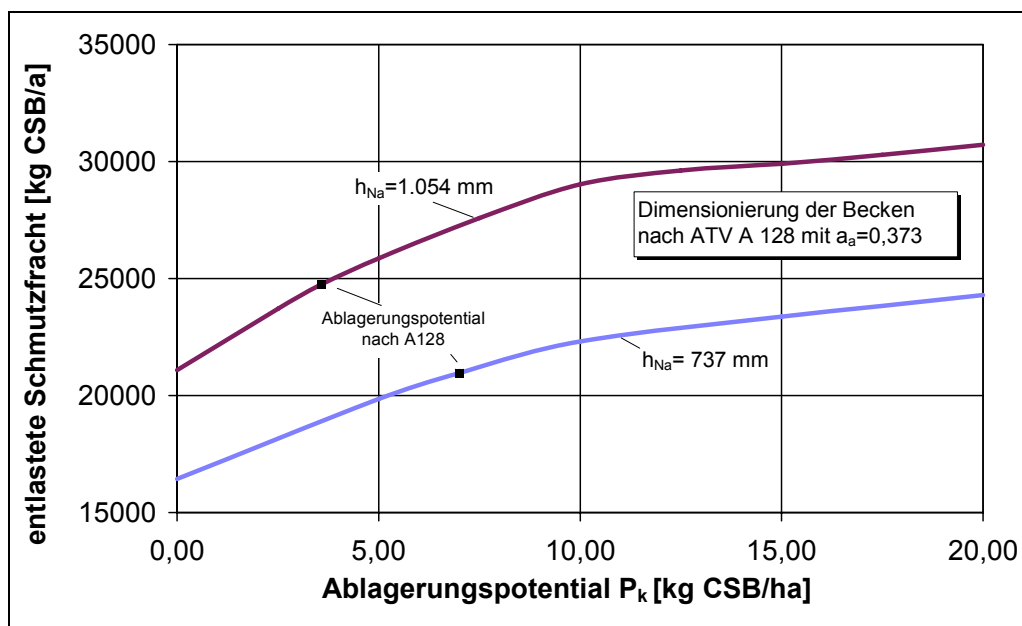


Bild 3.4: Auswirkung des Ablagerungspotentials in einem Kanalnetz auf die jährlich entlastete Schmutzfracht (Haußmann, 1996)

3.3 Auswirkungen von Ablagerungen auf kommunale Kläranlagen

Die Auswirkungen der Ablagerungen im Kanalnetz bzw. der Kanalreinigung auf die Kläranlage wurden in der Vergangenheit vielfach diskutiert, aber nicht hinreichend untersucht, was nicht zuletzt auf die getrennte Betrachtung von Abwasserableitung und -behandlung sowohl in technischer, rechtlicher als oft auch in organisatorischer Hinsicht zurückzuführen ist.

Bild 3.5 zeigt die über zwei volle Tage reichenden Zulaufbelastungen einer nordrhein-westfälischen Großkläranlage ausgedrückt als Zufluss und organische Belastung mit dem Parameter CSB. Der Kläranlage ist ein in großen Bereichen sehr flaches Kanalnetz mit entsprechend starker Neigung zur Ablagerungsbildung vorgeschaltet.

Infolge des nächtlichen Regenabflusses wurde die CSB-Zulaufbelastung der Kläranlage zeitweise mehr als verfünffacht (vgl. Bild 3.5). Diese extreme Erhöhung ging im Wesentlichen auf den Anstieg des CSB durch absetzbare Stoffe zurück. Er betrug zeitweise mehr als das Zehnfache des Trockenwetterzuflusses.

Interessant ist der aus Bild 3.5 ablesbare Vergleich der CSB-Belastung beim Regenabflussereignis von 18 Uhr bis 2 Uhr mit den Verhältnissen des darauffolgenden Tages. Hier kommt die Wirkung der verfrachteten Ablagerungen sehr deutlich zum Ausdruck. Während des Niederschlagsabflussereignisses wurden nicht alle Ablagerungen ausgetragen, so dass ein Teil stromabwärts im Netz sedimentierte. Bei dem anschließenden Nachfolgeereignis ist dann wiederum eine deutliche Frachtspitze zu erkennen. Die mit dem Oberflächenabfluss verbundenen Belastungen des Regenwassers werden, gemessen an den Belastungen durch Ablagerungen im Kanalnetz, eher gering eingeschätzt (DOHMANN, 1998).

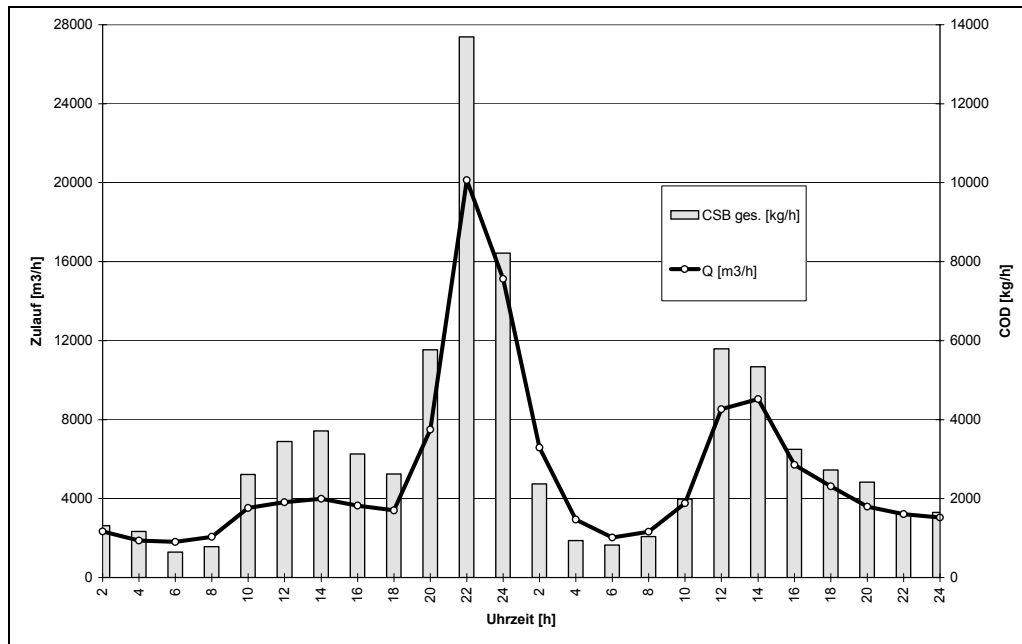


Bild 3.5: Zufluss Q und CSB-Fracht im Zulauf einer Großkläranlage (DOHMANN, 1998)

Konsequenz derartig starker Erhöhungen der Zulauffrachten einer Kläranlage ist eine entsprechende Bemessung vor allem der Bauwerke zur biologischen Abwasserbehandlung. URBANIAK (1999) ermittelt zwar in halbtechnischen Untersuchungen, dass eine Vervielfachung der CSB-Fracht zu keinen wesentlichen Konzentrationserhöhungen im Ablauf der Kläranlage führt. Dennoch beschränken sich die Untersuchungen auf die Veränderung der Belastung durch alleinige Erhöhung der Konzentration ohne die hydraulische Last zu vergrößern. Die integrierten Studien von SEGSELKE (2002) zur Optimierung des Kläranlagenzulaufes während Regenwetter kommen zu dem Schluss, dass größere Volumenströme zugelassen werden können. Der Schluss basiert auf der Beobachtung, dass viele konventionelle Kläranlagen freie Kapazitäten in der Vorklärung und der Nachklärung haben. Im Zuge der Energieoptimierung von Kläranlagen und insbesondere der Reduzierung der Belüftungszeiten gehen diese freien Kapazitäten verloren. Allerdings variiert Segselke (2002) in ihrer integrierten Betrachtung nur den Drosselabfluss. Das hydrologische Kanalnetzmodell, das zur Anwendung kam, vernachlässigt die Vorgänge von Akkumulation und Abtrag, so dass es mit konstanten Regenwasserkonzentrationen gerechnet hat.

3.4 Einsatz der Schwallspülung in der Kanalisation

In verschiedenen Forschungsvorhaben wurde gezeigt, dass Schwallspüleinrichtungen in der Lage sind, Ablagerungen in der Kanalisation zu remobilisieren und in Richtung Kläranlage zu transportieren (z.B. BERTRAND-KRAJEWSKI, 2005; CAMPISANO et al, 2005; PISANO, 1979, PINNEKAMP et al., 2004, DETTMAR, 2006). Dabei werden Spülwellen durch eine schlagartig Freigabe des Spülwasservolumens kontinuierlich oder quasi-kontinuierlich erzeugt, so dass eine große Anzahl von Spülwellen den jeweiligen ablagerungsgefährde-

ten Bereich frei von Sedimenten hält (DETTMAR, 2006). Dadurch können die oben beschriebenen unerwünschten Folgen von Ablagerungen vermindert oder vermieden werden.

Zur Anwendung in Mischwasserkanälen können verschiedene Schwallspüleinrichtungen kommen. Sie unterscheiden sich i. d. R. durch die Art des Sperrorgans, die Menge des bereitgestellten Spülwasservolumens und die zu erzielende Spüllänge. Dabei ist die Spüllänge die Distanz, auf der kritische Sohlschubspannungen des Sediments von der Schwallwelle überschritten werden, so dass der Remobilisierungsprozess eingeleitet wird.

In diesem Zusammenhang zeigen CAMPISANO et al. (2006) an Laborversuchen den Einfluss von kohäsiven Materialien auf den Reinigungsfortschritt, der mit dem Abstand zwischen Spülklappe und Ablagerung beschrieben wurde. Mit zunehmendem Anteil von kohäsiven Materialien wurde besonders der Reinigungsfortschritt der ersten Wellen beeinflusst. Der Schildeffekt, auch „Armouring“, genannt schützt die einzelnen Körner vor Erosion, da sich durch Füllung von Unebenheiten keine Flächen ergeben, an denen sich Scherkräfte bilden können. Die Differenz der Reinigungsleistung zwischen Ablagerungen aus Sand und Mischungen, die aus Sand und Schluff bestehen, verringert sich mit steigender Anzahl von Spülzyklen.

Bild 3.6 zeigt eine Zusammenstellung verschiedener Schwallspüleinrichtungen und deren Klassifizierung in

- Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtungen
- Kammerspüleinrichtung
- Schachtspüleinrichtung und
- Spüleinrichtung mit Spülbehälter

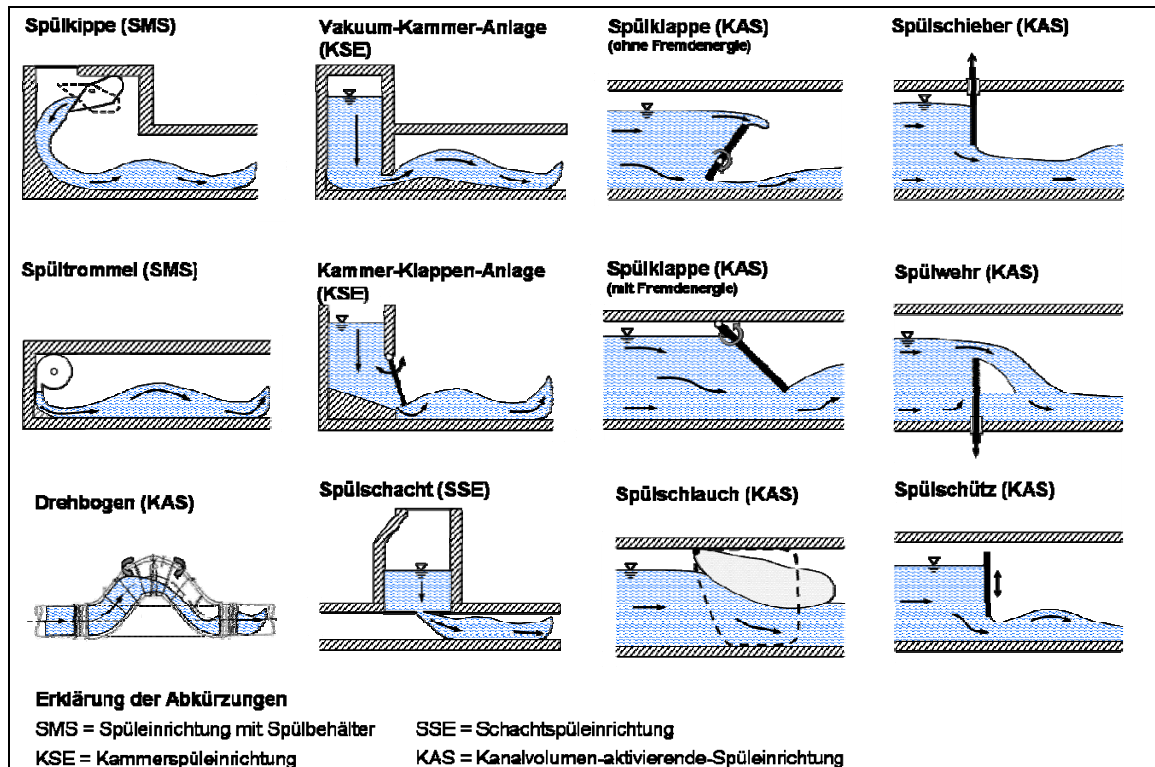


Bild 3.6: Schematische Darstellung von Schwallspüleinrichtungen für die Reinigung von Abwasserkanälen (DETTMAR, 2006)

3.4.1 Mathematisch-numerische Nachbildung von Schwallwellen

Für den Einsatz von so genannten Kanalvolumen-aktivierenden-Schwallspüleinrichtungen (KAS) in Mischwassersammlern oder Stauraumkanälen existieren bereits auf eindimensionalen numerischen Modellen basierende Dimensionierungsempfehlungen. Die Modelle sind mit In-situ-Messungen oder Laboruntersuchungen an Hand von Höhenstandsmessungen über die Rauheit kalibriert worden (BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (2005), CAMPISANO UND MODICA, 2003; CAMPISANO et al., 2005; DETTMAR, 2006; DETTMAR UND STAUFER, 2005a). Numerische Untersuchungen mit dreidimensionalen Modellen über die Reinigungsleistung einer KAS und einer Kammerklappenanlage liegen z. B. bei SCHAFFNER (2003, 2007b) bzw. KIRCHHEIM et al. (2005) vor. Wegen der hohen Instationarität des Abflusses sind kleine Gitterabstände und kleine Berechnungszeitschritte erforderlich. Diese führen in Verbindung mit den teilweise großen Spüllängen zu langen Rechenzeiten, so dass eine genaue Kalibrierung der dreidimensionalen numerischen Modelle derzeit nicht möglich ist (SCHAFFNER, 2007a).

In all diesen Untersuchungen wird die von der Schwallwelle erzeugte Sohlschubspannung entweder direkt im Stofftransportmodell berücksichtigt (CAMPISANO et al., 2005) oder als maßgebende berechnete hydraulische Größe herangezogen, um die Reinigungsleistung zu bewerten. Allerdings zeigen Untersuchungen von STAUFER et al. (2006), dass eindimensionale Modelle die erzeugten Sohlschubspannungen am Wellenkopf überschätzen

können, während bisherige dreidimensionale Modellierungsergebnisse sie zu unterschätzen scheinen.

Mit der weitestgehend guten Abbildung von Abflüssen und Wasserspiegellagen von Schwallwellen wurden Versuche gestartet, den Sedimenttransport von Schwallwellen näher zu beschreiben. Beginnend mit der Nachbildung der Laborergebnisse mit verschiedenen Sedimenttransportmodellen (CAMPISANO et al., 2006) wurde der Ansatz auch an In-situ-Messergebnissen erprobt (GRAECO UND BETRAND-KRAJEWSKI, 2007; ABDERREZZAK UND PAQUUIER, 2007). Die nach hydraulischer Kalibrierung erzielten Ergebnisse mit dem Einsatz einer modifizierten Form der Meyer-Müller-Peter-Gleichung bilden den Verlauf der ablagerungsfreien Strecke stromabwärts der Schwallspüleinrichtung ausreichend gut ab. Die Abbildung des Höhenverlaufs des Ablagerungsbetts einzelner Abschnitte des ablagerungsbehafteten Bereichs zeigt Defizite auf. Diese sind vermutlich auf die stark wechselnden Sedimenteigenschaften oder Ungenauigkeiten im eindimensionalen Modellansatz zurückzuführen (GRAECO UND BETRAND-KRAJEWSKI, 2007). ABDERREZZAK UND PAQUUIER (2007) benutzen ein Mehrschichtmodell, um den Sediment austausch an der Sohle abzubilden. Sie bilden den Ablagerungsverlauf bei 64 Spülzyklen im Rahmen eines Fehlers von 3 cm ab. Die Auswirkungen langer Spülserien zur Grundreinigung wurden nicht ermittelt.

3.4.2 Konzept der netzweiten Schwallspülung

Mit dem Konzept der netzweiten Schwallspülung (STAUFER UND PINNEKAMP, 2007) sollen die auf Ablagerungen in Kanalnetzen zurückzuführenden Emissionen weitestgehend vermieden werden. Dazu ist eine neue Qualität der Reinigung erforderlich, die nicht allein mit dem derzeit am häufigsten eingesetzten Mittel der Hochdruckreinigung (HD-Reinigung) unter wirtschaftlichen Bedingungen erreicht werden kann. Da Reinigungsintervalle bei der HD-Reinigung bis hin zu Jahren betragen und anzunehmen ist, dass Ablagerungen an ablagerungsgefährdeten Kanalabschnitten nach einer Säuberung sehr rasch erneut entstehen, ist an diesen Stellen anzustreben, einer fortschreitenden Ablagerungsbildung entgegenzuwirken. Gerade in Anfangshaltungen in Wohngebieten ist der Abwasserabfluss durch eine starke Schwankung des Trockenwetterabflusses und den Eintrag von groben organischen Sedimenten geprägt (ALMEIDA et al., 1999, DWA, 2005). Dies führt zu einer raschen Neubildung von organisch belasteten Ablagerungen. Durch den Einsatz geeigneter automatischer Schwallspüleinrichtungen werden diese Bereiche von Ablagerungen freigehalten (DETTMAR, 2006).

Zur Bestimmung ablagerungskritischer Kanalabschnitte sind ein vertieftes Verständnis und eine verbesserte Informationslage über das Kanalnetz erforderlich. Sofern umfangreiche Daten aus Kanaldatenbanken inkl. Pumpwerken und Drosseleinrichtungen, aus Inspektionsprotokollen oder aus der Dokumentation von bereits vorliegenden Spülplänen vorliegen, ist der wirtschaftlich optimale Betrieb unter Verwendung der HD-Reinigung und

einer minimalen Anzahl von Schwallspüleinrichtungen erreichbar. In diesem Optimierungsverfahren sind neben den Investitionskosten auch die laufenden Kosten sowie die betrieblichen und rechtlichen Erfordernisse einzuschließen. Unter den betrieblichen Erfordernissen ist beispielsweise die maximale kumulierte Einstauzeit in Abhängigkeit der angestrebten Spülwasservolumina zu fassen, sofern Schwallspüleinrichtungen seriell geschaltet sind.

Die Auswahl von Standorten und die Minimierung der Anzahl von Schwallspüleinrichtungen ist eine wichtige Voraussetzung für die wirtschaftliche Umsetzung einer netzweiten Schwallspülstrategie. Die netzweite Schwallspülstrategie wird dabei an vielen Stellen des Kanalnetzes durch die Einbindung der bedarfsorientierten Hochdruckspülung ergänzt. Nur an den Stellen des Kanalnetzes, wo regelmäßig auftretende Ablagerungen den sicheren Betrieb des Kanalnetzes erschweren bzw. unmöglich machen und dies gleichzeitig durch eine kontinuierliche Reinigung vermieden werden kann, werden Schwallspüleinrichtungen eingesetzt. Im Rahmen eines vom Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen geförderten Vorhabens (PINNEKAMP et al., 2004) wurde exemplarisch für Stauraumkanäle und Regenrückhaltekanäle eine Heuristik entworfen, um Handlungspotentiale aufzuzeigen, die eine positive Wirkung auf die Gewässergüte haben. Mit dieser Entscheidungshilfe kann die Notwendigkeit einer quasi-kontinuierlichen Reinigung von Speicherbauwerken abgeleitet werden.

3.4.3 Einsatzszenarien für ein netzweites Schwallspülkonzept

Infrastruktursysteme mit Nutzungsdauern bis zu 100 Jahren und mehr sind einem kontinuierlichem Wandel ausgesetzt, auf dessen Auswirkungen mit diesen Systemen nur träge reagiert werden kann. Zudem können die örtlichen Verhältnisse den Einsatz von netzweiten Schwallspülkonzept begünstigen. Im Einzelnen kann eine netzweite Schwallspülung in Netzen sinnvoll sein, in denen

- der demographische Wandel, der mit einem Rückgang des Schmutzwasseranfalls mit einer geringeren Selbstreinigungslleistung verbunden ist,
- die Verminderung und Vermeidung von Fremdwasser, die zu einer Reduzierung des Trockenwetterabflusses führt oder
- der Klimawandel, bei dem eine Verlängerung der Trockenperioden in den Sommermonaten hervorgesagt wird,

Veränderungen im Abwasseraufkommen hervorrufen. Zudem können örtliche Randbedingungen

- in flachen Gebiete mit erhöhter Neigung zur Bildung von Ablagerungen,
- in Einzugsgebieten mit ausgeprägtem Spülstoß oder sehr langen Fließzeiten,
- in Teileinzugsgebieten mit Regenentlastungsanlagen ohne Speicherbauwerk (Regenüberläufe) oder
- in Teileinzugsgebiete, in denen eine von einzelnen Bundesländern geforderte flächenspezifische Fracht aus Mischwasserentlastungen von 250 kgCSB/(a x ha) oder eine bestimmte Entlastungsrate nicht eingehalten werden kann

den Einsatz von betrieblichen Lösungen erfordern.

Alle diese Effekte können zu betrieblichen Bedingungen im Kanalnetz führen, denen mit angepassten flexiblen Betriebsstrategien begegnet werden muss. Zu diesen flexiblen Betriebsstrategien ist ein netzweites Schwallspülkonzept zu rechnen.

4 Beschreibung des Untersuchungsgebiets

4.1 Geographische Lage

Das betrachtete Untersuchungsgebiet liegt in der Stadt Warendorf im Ortsteil Hoetmar. Die Stadt Warendorf ist die Kreisstadt des gleichnamigen Kreises im nordöstlichen Münsterland. Das ca. 176 Quadratkilometer große Stadtgebiet von Warendorf grenzt im Norden an die Gemeinde Bad Laer (Niedersachsen) und die Stadt Sassenberg; im Osten an die Gemeinde Beelen, im Süden an die Städte Ennigerloh und Sendenhorst sowie im Westen an die Gemeinde Everswinkel, die Stadt Telgte und die Gemeinde Ostbevern.

4.2 Abwassersituation

4.2.1 Entwässerungssystem

Das Abwasser des Ortsteils Hoetmar wird in der ortseigenen Kläranlage behandelt. Das Abwasser der 2.384 Einwohner (Stand Dezember 2005), die einen Kanalanschluss haben, wird überwiegend im Mischsystem abgeleitet. Der Anteil der angeschlossenen Einwohner am Trennsystem ist nicht zu ermitteln. Das im Mischsystem erschlossene Gebiet hat eine Gesamteinzugsfläche von 45 ha mit 17 ha befestigter Fläche. Das Trennsystem entwässert 14 ha kanalisierte Einzugsgebietsfläche, von denen wiederum 5 ha befestigt sind. Die Länge der Mischwasserkanäle im Haltungsnetz beträgt 7.096 m, dem stehen 3.522 m Regenwasserkanäle und 1.836 m, Schmutzwasserkanäle gegenüber, vgl. Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1: Kennzahlen zur Beschreibung des Entwässerungssystems

			Mischsystem	Trennsystem	Gesamtsystem
Gesamteinzugsgebietsfläche (kanalisiert)	$A_{E,K}$	[ha]	45	14	59
Befestigte Fläche	A_{red}	[ha]	17	5	22
Kanallänge		[km]	7,1	3,5/1,8 ¹⁾	12,4
1) Schmutzwasserkanal / Regenwasserkanal					

Die Instandhaltung und Inspektion des Netzes erfolgt nach den Vorschriften der SÜW-Kan (N.N., 1995). Das komplette Einzugsgebiet ist zur Entlastung der Kläranlage an ein Regenüberlaufbecken angeschlossen. Bei Trockenwetter wird das Abwasser an dem im Nebenschluss angeordneten Becken vorbei durch einen Düker unter dem Wiener Bach hindurch zur Kläranlage Hoetmar geleitet und dort mechanisch-biologisch behandelt. Im Regenwetterfall fließt der Teil des Mischwassers aus den zwei Teileinzugsgebieten, der den Drosselabfluss übersteigt, über jeweils ein Trennbauwerk einem Pumpensystem zu. Von hier werden die Abflüsse in ein hoch liegendes Regenüberlaufbecken gefördert. Die Entleerung des Beckens zur Kläranlage erfolgt im Freigefälle. Die abgesetzten Schweb-

stoffe werden im Anschluss an ein Niederschlagsabflussereignis mit Hilfe von Spülstrahlpumpen bzw. Strömungserzeugern in Bewegung gehalten. Der Klärüberlauf sowie der Beckenüberlauf werden direkt dem angrenzenden Wiener Bach zugeführt. Bild 4.1 zeigt das Durchlaufbecken in Hoetmar.

Die topographische Situation von Hoetmar im nordöstlichen Münsterland spiegelt sich auch in der Ausbildung der Sohlengefälle im Mischwassernetz wider. Dem Arbeitsblatt DWA A 110 folgend (N.N., 2006a) sollten Mischwasserkanäle mit einem Mindestgefälle von 1 : DN verlegt werden. Häufig verlangen die Anschlusssituation an weiterführende Mischwassersammler oder eine durch steil verlegte Sammler resultierende hohe Anzahl erforderlicher Pumpsysteme, dass vielerorts Haltungen flacher verlegt werden. Dies trifft besonders auf Regionen mit flachen Geländeneigungen zu.



Bild 4.1: Regenbecken als offenes Durchlaufbecken im Nebenschluss, Hoetmar

Die Gefälleverhältnisse im Mischwasserkanalnetz von Hoetmar stellen sich im Vergleich zu anderen Kanalnetzen nicht als außergewöhnlich flach dar. Die Auswertung der Kanalnetzdatenbank verdeutlicht, dass bezogen auf die Gesamtlänge etwa 38 % des Entwässerungssystems, das im Mischsystem entwässert wird, ein Sohlengefälle von weniger als 2,5 ‰ hat (vgl. Bild 4.2). In einzelnen Bereichen im Kanalnetz von Hoetmar wurden allerdings auch Abwasserrohre mit einem Nenndurchmesser von DN 200 verlegt. In diesen Bereichen sind die Leitungen entsprechend noch steiler zu verlegen. Im Hinblick auf die Gesamtverteilung der verschiedenen Querschnitte ergibt sich, dass ca. 43 % der verlegten Kanallänge unterhalb eines entsprechenden Sohlengefälles von 1 : DN liegen.

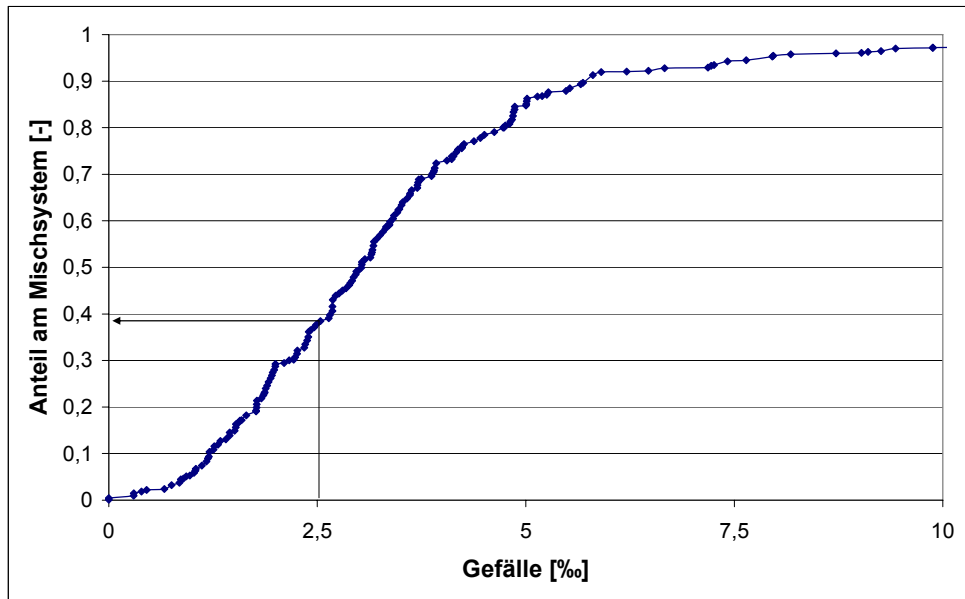


Bild 4.2: Verteilung der Netzanteile des Mischsystems in Hoetmar in Bezug auf das vorliegende Sohlgefälle (Ausschnitt der Gesamtsummenlinie, vgl. Anhang B)

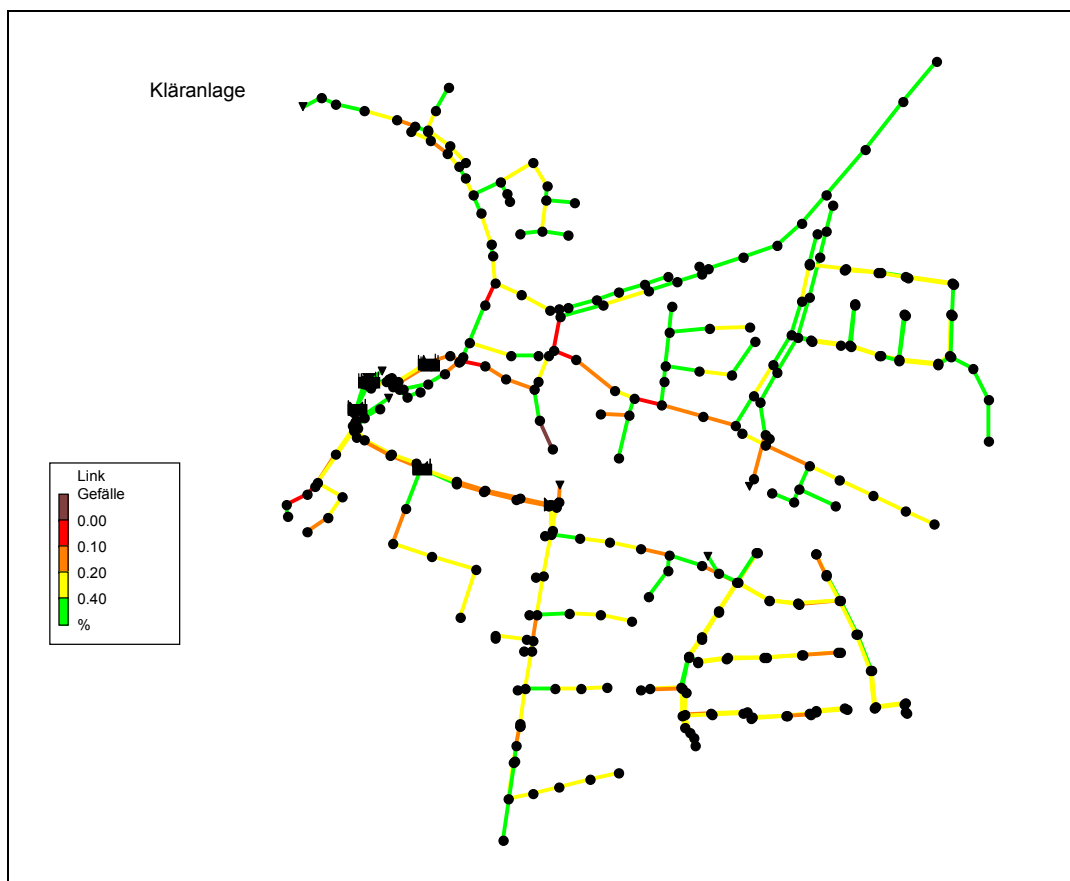


Bild 4.3 Gefälleverhältnisse der Haltungen im Entwässerungssystem von Hoetmar

4.2.2 Abwassereigenschaften

Im Trockenwetterfall beträgt der Spitzenabfluss am Zulauf zur Kläranlage Hoetmar zur Tagesmitte rd. 5,5 l/s. Dieser Wert liegt etwa das Zweieinhalbfache über dem Nachtminimum (vgl. Tagesgang Bild 4.4). In einzelnen Teilen des Entwässerungssystems insbesondere in den Anfangshaltungen kommt der Schmutzwasseranfall in den Nachtstunden zum Erliegen. Im Mittel fließen an einem Trockenwettertag 345 m³ Abwasser zur Kläranlage.

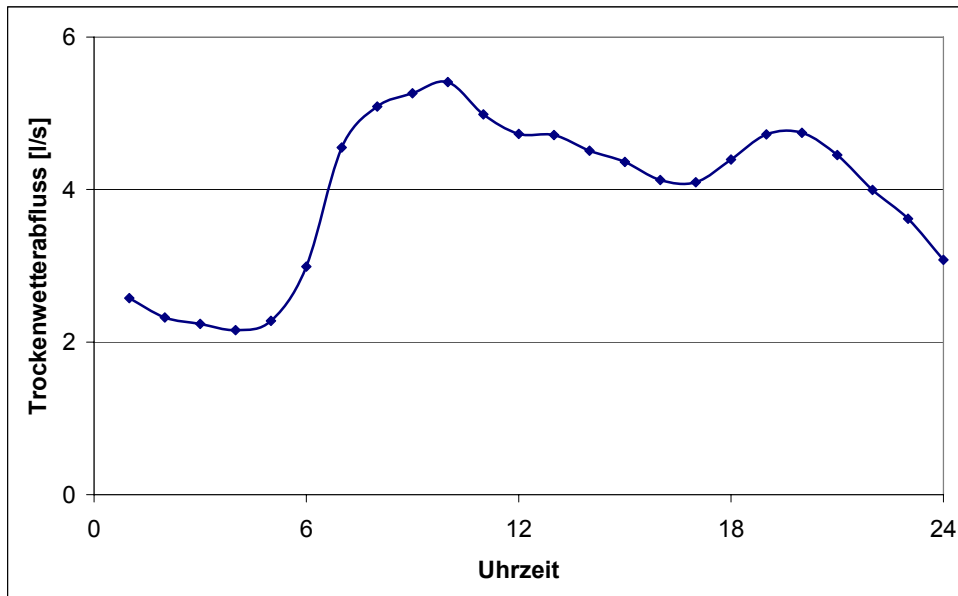


Bild 4.4 Auswertung des Trockenwetteranfalls im Zeitraum Jan.-Juni 2007 im Stundenmittel.

Der Trockenwetterabfluss wird überwiegend durch häusliches Abwasser geprägt. Die chemische Zusammensetzung des Abwassers entspricht den in Deutschland üblichen Belastungen. Werte für AFS, CSB, N_{ges}, BSB₅, Ammoniumstickstoff (NH₄-N), Nitrat (NO₃-N) und Phosphor sind Tabelle 4.2 exemplarisch zu entnehmen. Die Werte liegen innerhalb der Bandbreite der von BROMBACH UND FUCHS (2002) zusammengestellten Werte.

Tabelle 4.2: Laborergebnisse von Abwasserparametern des Trockenwetterabflusses (02.05.2007)

AFS	GV von AFS	CSB (hom.)	CSB (filtr.)	N ges.	BSB5	NH4-N	NO3-N	P ges.
[g/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
0,177	82,6	755	118	55	270	44	< 0,1	5,55
0,755	84,8	1050	289	75	473	45	< 0,1	12,1
0,895	87,9	1340	404	65	574	46	< 0,1	13,0
0,280	84,2	667	262	60	252	44	< 0,1	10,0
0,100	75,3	516	174	68	237	52	< 0,1	9,05
0,202	87,2	954	296	69	388	47	< 0,1	10,6
0,219	85,7	870	280	77	371	53	< 0,1	11,9
0,034	50,3	140	87	40	63	32	0,31	3,77
0,044	81,3	241	117	49	81	42	0,16	5,35
0,236	81,0	387	325	53	188	40	< 0,1	9,33
0,842	81,8	512	346	111	239	80	< 0,1	15,1
0,859	81,0	346	339	125	141	93	0,10	12,9
0,387	80,3	648	253	71	273	51	-	9,9
Kursiv gedruckte Werte sind Mittelwerte								

4.2.3 Die Kläranlage Warendorf – Hoetmar

4.2.3.1 *Aufbau und Verfahrensbeschreibung*

Die Kläranlage Hoetmar ist auf maximal 3.100 Einwohnergleichwerte (EGW) ausgelegt. Als Vorflut für den Ablauf der Kläranlage dient der Wiener Bach. Bild 4.5 zeigt den Lageplan der Kläranlage im derzeitigen Zustand.

Die mechanische Reinigung besteht aus einer Siebschnecke, einem belüfteten Sandfang und einem Fettfang. Das sich unmittelbar an die mechanische Reinigung anschließende Belebungsbecken arbeitet nach dem Prinzip der simultanen aeroben Schlammstabilisierung. Das Belebungsbecken mit einem Volumen von 1.240 m³ wird intermittierend mittels Druckbelüftung belüftet. In den Zeiten ohne Druckbelüftung wird die vollständige Durchmischung des Beckens mit 2 Rührwerken sicher gestellt. Der TS-Gehalt im Belebungsbecken soll laut Betriebsanleitung zwischen 3 und 4 g TS/l liegen.

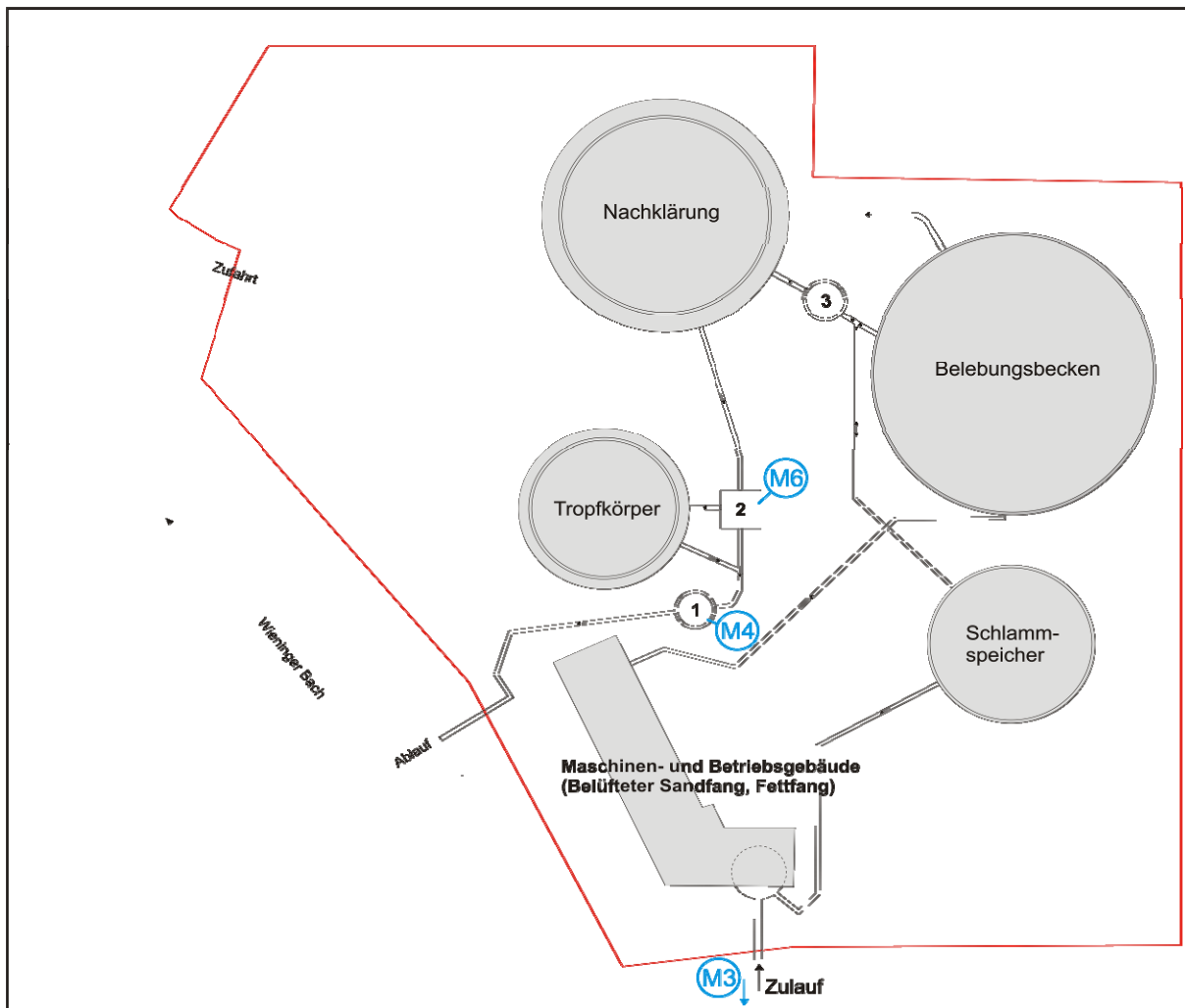


Bild 4.5: Lageplan der Kläranlage mit den Bezeichnungen 1. MID Ablauf, 2. Zwischenpumpwerk, 3. Rücklaufschlamm- und Überschussschlamm-pumpwerk, M3 Messstelle im Zulauf, M6 Messstelle im Ablauf der Nachklärung, M4 Messstelle im Ablauf der Gesamtanlage

Eine Schlammabzugspumpe fördert jeweils um 0:00 Uhr und um 12:00 Uhr Überschussschlamm aus dem Belebungsbecken in den Schlamm-speicher ($V = 450 \text{ m}^3$). Das bei der Sedimentation im Schlamm-speicher entstehende stark stickstoffhaltige Trübwasser wird jeweils nach einer achtstündigen Absetzphase abgezogen und in den Zulauf geleitet.

Im Nachklärbecken ($A = 168 \text{ m}^3$) wird der Belebtschlamm abgetrennt. Der Belebtschlamm wird als Rücklaufschlamm wieder dem Belebungsbecken zugeführt, während das sich an der Oberfläche bildende Klarwasser in Richtung des Tropfkörpers fließt. Der Tropfkörper dient zur Verbesserung der Gesamtreinigungsleistung der Kläranlage. Durch die Anreicherung des Abwassers mit Sauerstoff wird die Nitrifizierung angeregt und eine weitgehende Oxidation des Ammoniums erreicht. Bei hydraulischer Hochlast wird ein Teil des

gereinigten Abwassers aus der Nachklärung am Tropfkörper vorbei direkt in den Wiener Bach geleitet.

Phosphor wird auf der Kläranlage chemisch mit Hilfe von Eisensalzen gefällt. Die Dosierstation befindet sich zwischen Belebungsbecken und Nachklärung. In den Wintermonaten Dezember bis März wird zusätzlich Kalkmilch hinzugegeben, um den pH-Wert auf der Anlage anzuheben.

Der Betrieb der Anlage ist allgemein als energieoptimiert einzustufen. Pro Tag wurden im Mai 2007 ungefähr 13 Belüftungszyklen gefahren. Bei einer Belüftungszeit von 30 Minuten beträgt eine unbelüftete Phase im Durchschnitt daher ca. 81 Minuten. Der Anteil der belüfteten Phase an einem Belüftungszyklus macht 27 % aus. Im Oktober 2007 wird die Belüftungszeit auf 20 Minuten reduziert. Eine Berechnung des Anteils der belüfteten Zeit ist mangels Daten nicht möglich. Der Glühverlust des Schlammes nach mehrwöchiger Lagerung im Schlamm Speicher beträgt bei 8 Proben im Jahr 2006 im Mittel 60,34 %. Er ist als teilweise stabilisiert anzusehen. Die Anlage hält die gesetzlichen Ablaufwerte bei einem möglichst geringen Energieverbrauch ein.

4.2.3.2 *Fettfang*

Der Fettfang dient zur Abtrennung von aufschwimmenden Fetten und Ölen. Diese Abtrennung verhindert, dass sich Fette und Öle später auf freien Oberflächen ansammeln, verkleben und zu Geruchsproblemen führen. Auf Kläranlagen ist heute mit einem täglichen Anfall von etwa 1 Liter Öl und Fett je 1.000 angeschlossene Einwohner zu rechnen (vgl. ATV, 1997b, S.130). Der Schmutzfrachtgehalt von den abgetrennten Fetten beträgt 1,5 bis 4,7 kg CSB/kg Fett je nach Qualität der Fette. Auf der Kläranlage Warendorf/Hoetmar werden die im Fettfang anfallenden Stoffe wahlweise in den Schlamm Speicher oder mit dem Rechengut entsorgt.

Um den Einfluss des Fettfangs an der Messstelle im Zulauf zur Kläranlage beurteilen zu können, werden die Fette unterteilt, und zwar in an der Oberfläche schwimmende Fette und im Abwasser emulgierte Fette. Emulgierte Fette werden in Fettabscheidern ohne weitergehende Reinigungseinrichtung nicht aus dem Abwasser entfernt. Eine Übersicht über die Verteilungsform von Fetten im Wasser und der zur Entfernung erforderlichen Abscheideanlagen ist im ATV-Handbuch zur mechanischen Abwasserreinigung (vgl. ATV, 1997b, S.126) zu finden.

4.2.3.3 *Sandfang*

Ziel der Sandabscheidung ist es, mineralische Stoffe, die hohe Sedimentationsgeschwindigkeiten haben, aus dem Abwasser abzutrennen. Dadurch werden nachfolgende, schnell laufende Pumpen vor Abrasion geschützt und Sedimente im stehenden Wasser vermie-

den. Dabei soll das Sandfanggut möglichst sauber, d.h. ohne organische Stoffe gesammelt werden. Durch den Sandfang ändert sich die Menge der abfiltrierbaren Stoffe (AFS) sowie der chemische Sauerstoffbedarf (CSB) durch die an dem Sand haftenden organischen Substanzen.

Für den Sandanfall kann ein mittlerer Wert von 0,06 l/m³ Abwasser mit einer Schwankungsbreite von 0,02 l/m³ bis 0,2 l/m³ Abwasser angenommen werden (vgl. ATV, 1997b, S.96). Weiterhin wird der Wassergehalt des Sandfangguts mit ca. 50 % und der organische Trockenrückstand (oTR) mit durchschnittlich 33 % auf insgesamt 40 untersuchten Anlagen angegeben (vgl. Arbeitsblatt ATV-DVWK-M 369; N.N., 2003).

Die tatsächliche Menge wird anlagenspezifisch durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Geologische Verhältnisse im Einzugsgebiet
- Art, Länge und Zustand des Kanalsystems
- Häufigkeit von Regenereignissen

Tabelle 4.3 zeigt den Tageszufluss der Kläranlage und das Volumen des anfallenden Sandfangguts. Die Werte sind den Tagesberichten bzw. den Monatsberichten der Kläranlage entnommen, sofern diese verfügbar waren. Über die betrachteten 8 Monate beträgt der durchschnittliche Anfall an Sandfanggut 0,053 l/m³ Abwasser. Der spezifische, monatliche Sandanfall schwankt zwischen 0,039 und 0,074 l/m³ Abwasser. Diese Werte passen sehr gut in den im ATV-Handbuch beschriebenen Rahmen.

Tabelle 4.3: Übersicht über den täglichen Zufluss und die Menge des Sandfangguts auf der Kläranlage Hoetmar (Trockenwettertage in grau)

Monat	06/2006	07/2006	08/2006	09/2006	10/2006	11/2006	04/2007	05/2007
	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf
Tag des Monats	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]	[m ³ /d]
1	547	275	422	252	266	638	411	237
2	428	241	947	252	273	274	401	244
3	427	237	1026	1067	375	301	503	245
4	379	227	264	328	229	232	355	248
5	365	616	274	235	204	217	354	283
6	429	1906	219	242	443	211	382	263
7	334	1183	229	406	1512	223	360	1537
8	325	560	242	257	398	376	326	2202
9	332	263	252	248	206	772	344	309
10	332	258	328	236	211	208	361	1546
11	297	283	316	234	209	1125	311	2093

Monat	06/2006	07/2006	08/2006	09/2006	10/2006	11/2006	04/2007	05/2007
	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf	Zulauf
Tag des Monats	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]
12	301	258	244	224	205	1180	317	1882
13	296	251	229	230	219	557	319	723
14	312	248	571	223	229	332	351	452
15	1866	243	886	234	213	234	311	2134
16	610	230	598	249	216	223	318	1792
17	314	230	236	216	231	387	296	689
18	284	237	1016	701	201	277	283	571
19	311	213	267	212	200	1231	292	828
20	485	213	734	212	216	322	288	476
21	277	233	281	212	239	841	312	407
22	349	716	616	228	218	300	287	327
23	263	412	232	247	901	1392	286	381
24	289	213	673	226	1310	518	329	389
25	550	220	228	214	290	397	275	500
26	550	553	1056	217	209	271	266	396
27	282	621	236	248	218	261	268	1905
28	269	586	1193	107	366	254	298	947
29	258	323	1739	545	355	258	254	1353
30	261	436	527	355	224	252	259	833
31	--	441	272	--	442	--	--	492
Summe Zulauf [m³/Monat]	12322	12926	16353	8857	11028	14064	9717	26684
Sandfanggut [m³/Monat]	0.48	0.96	0.72	0.46	0.6	0.86	0.5	1.3
spezifischer Sandanfall [l/m³]	0.039	0.074	0.044	0.052	0.054	0.061	0.051	0.049

4.2.3.4 Belüftungssteuerung des Belebungsbeckens

Das Belebungsbecken der Kläranlage Warendorf/Ortsteil Hoetmar wird intermittierend belüftet. Zum Einsatz kommt eine Druckbelüftung. Dabei werden die belüfteten Phasen mittels Sauerstoffmessungen und die unbelüfteten Phasen mittels Messung des Redoxpotentials gesteuert.

Zur Belüftung stehen auf der Anlage drei Lüfter zu Verfügung. Während der belüfteten Phasen wird versucht, einen O_2 -Wert von $1,5 \text{ mg } O_2/l$ zu erreichen und diesen zu halten. Von den drei Gebläsen läuft eins als Grundlastgebläse und die beiden anderen als Zusatzgebläse. Zu Beginn einer Belüftungsphase laufen alle drei Gebläse. Steigt der O_2 -Wert über $1,5 \text{ mg/l}$ so regelt zunächst das frequenzgeregelter Grundlastgebläse herunter. Steigt der O_2 -Wert weiterhin, so schaltet eins der Zusatzgebläse ab und das Grundlastgebläse versucht, den angestrebten O_2 -Wert von $1,5 \text{ mg } O_2/l$ einzuregeln. Steigt der O_2 -Wert weiterhin an, schaltet auch das zweite Zusatzgebläse ab und nur das Grundlastgebläse läuft weiter. Erreicht der O_2 -Wert trotz niedriger Drehzahl des Grundlastgebläses einen Wert von $3 \text{ mg } O_2/l$, so schaltet auch dieses ab. Sinkt der O_2 -Wert unter $1,5 \text{ mg/l}$, so schalten sich nach und nach wieder die Zusatzgebläse zu. Ein Gebläse fördert bei voller Drehzahl $7,83 \text{ m}^3 \text{ Luft/ Minute}$. Der genaue Volumenstrom des frequenzgeregelter Grundlastgebläses wird nicht erfasst. Die Dauer einer Belüftungsphase variiert. Während der ersten Intensivmessphase im Mai beträgt sie 30 Minuten und während der zweiten Phase im Oktober beträgt die Dauer der Belüftung 20 Minuten.

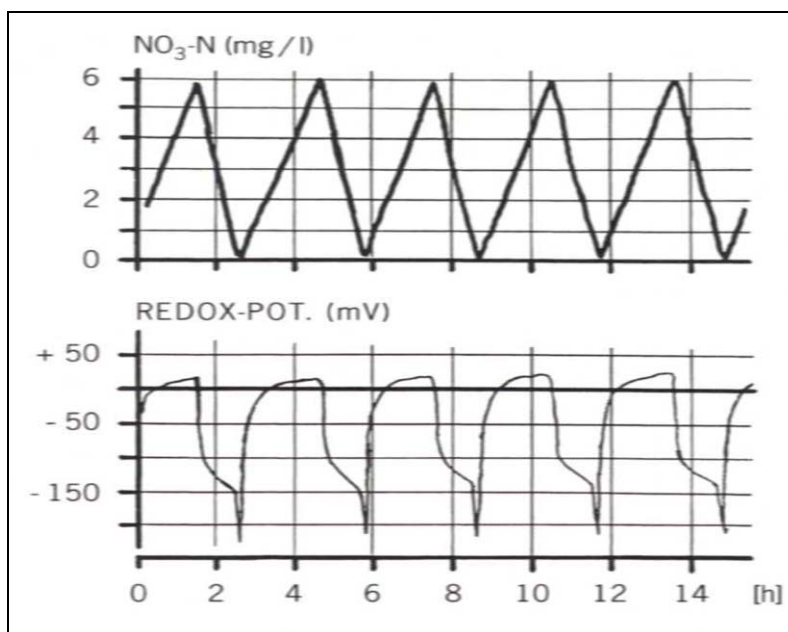


Bild 4.6: Zusammenhang zwischen dem Redox-Knick und dem Nitratverlauf (entnommen aus ATV 1997a)

Die unbelüftete Phase wird über die Messung des Redoxpotentials gesteuert. Die Steuerung erkennt den Redox-Knick, der ungefähr einem Nitratgehalt von Null im Belebungsbecken entspricht. In Bild 4.6 wird der Zusammenhang zwischen den Ganglinien des Redoxpotentials und des Nitrats in einem intermittierend belüfteten Becken dargestellt. Erkennt die Steuerung der Kläranlage den Redox-Knick nicht, so wird die unbelüftete Phase nach 1,75 Stunden abgebrochen.

4.2.3.5 Hydraulische Verhältnisse

Das Belebungsbecken der Kläranlage hat ein Volumen von 1.240 m³, eine Oberfläche von 314,16 m² und daraus resultierend eine Höhe von ca. 3,95m.

Die Wasserspiegelhöhe des Belebungsbeckens wird mit 66,30 m ü. NN angegeben. Die Beckensohle liegt bei etwa 62,30 m, vgl. Bild 4.7. Der Ablauf des Belebungsbeckens ist über ein Druckrohr mit dem Nachklärbecken verbunden. Die Wasserspiegel von Belebungsbecken und Nachklärung stellen sich über diese Verbindung frei ein. Während der Wasserspiegel der Nachklärung auf Grund des Abflusses über eine Überlaufkante als konstant anzusehen ist, variiert der Wasserspiegel des Belebungsbeckens. Diese Variationen der Wasserspiegelhöhe bestimmen den Abfluss aus dem Belebungsbecken in Richtung der Nachklärung.

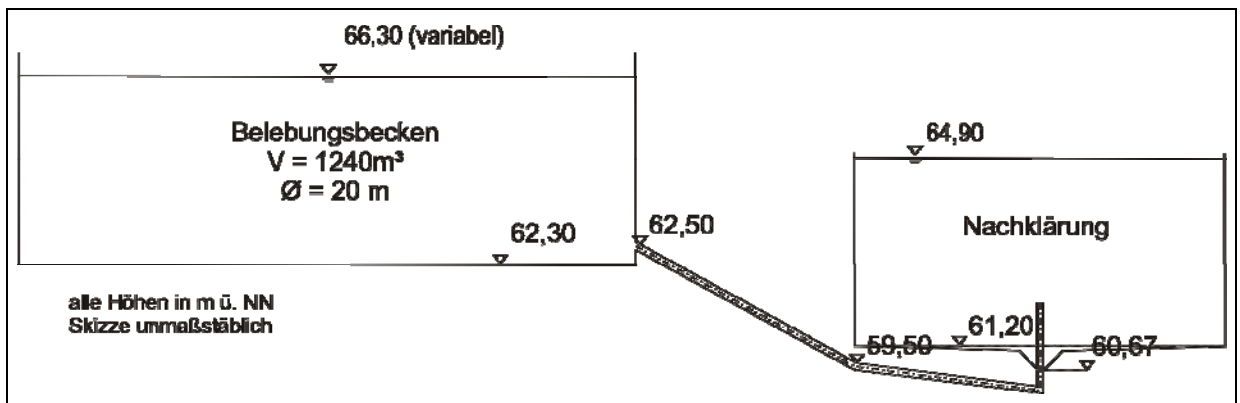


Bild 4.7: Wasserspiegellagen und Höhen im Belebungsbecken und in der Nachklärung der Kläranlage Hoetmar

Auf der Kläranlage in Warendorf/Hoetmar wird der Überschussschlamm direkt aus dem Belebungsbecken abgezogen und zum Schlammstapelbehälter gepumpt. Etwa 8 Stunden später wird dann aus dem Schlammstapelbehälter Trübwasser abgezogen und ins Belebungsbecken gepumpt. Der Volumenstrom zwischen Belebungsbecken und Nachklärung setzt sich dementsprechend aus dem Volumen des Rücklaufschlammes, dem Zufluss zur Kläranlage und der Zugabe des Trübwassers abzüglich des Überschussschlammes zusammen. Messwerte über das Volumen an dieser Stelle liegen nicht vor.

4.2.3.6 Nachklärung und Rücklaufschlamm

Aus dem Belebungsbecken gelangt das Abwasser-Schlammgemisch in das Nachklärbecken. Das Becken ist als Rundbecken ausgebildet. Zur späteren Parametrisierung des Nachklärbeckens wird neben der Oberfläche des Beckens die Tiefe benötigt. Die wirksame Oberfläche ist mit 168 m^2 angegeben. Die Sohlneigung wird im Vergleich mit Literaturwerten (ATV, 1997b, S. 204) zu 1:15 angesetzt. Alle zur Berechnung notwendigen Höhenangaben sind Bild 4.8 zu entnehmen. Die durchschnittliche Höhe ergibt sich zu $3,45 \text{ m}$. Das Volumen bestimmt sich demnach zu 579 m^3 .

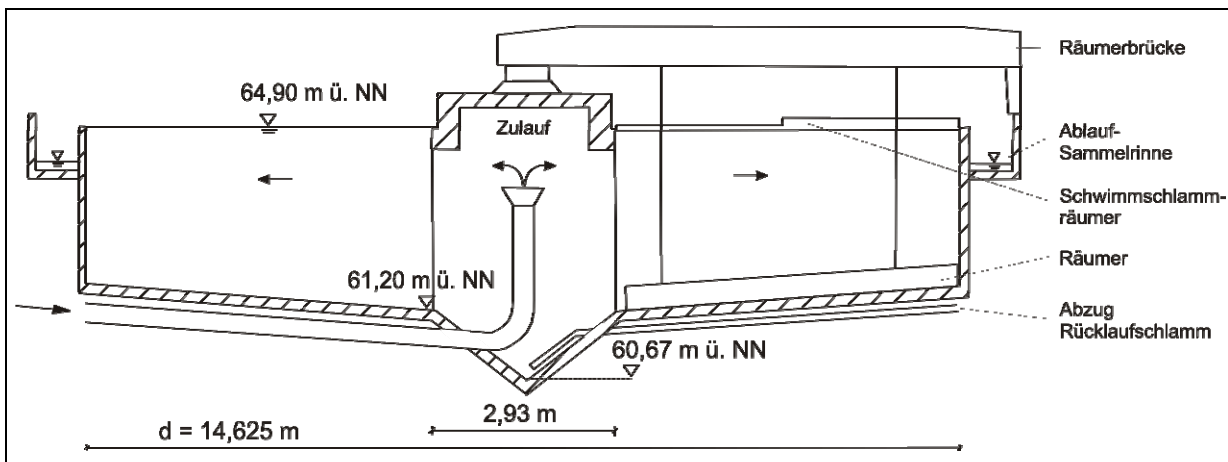


Bild 4.8: Skizze des Nachklärbeckens der Kläranlage Hoetmar

Der Rücklaufschlamm wird kontinuierlich abgezogen. Die Menge wird über den TS-Gehalt des Rücklaufschlammes selbst gesteuert. Die Pumpe hat einen Betriebspunkt bei 4 g TS/l und einen weiteren bei 7 g TS/l im Rücklaufschlamm. Unterhalb von 4 g TS/l läuft die Pumpe mit einer minimalen Leistung und oberhalb von 7 g TS/l mit einer maximalen Leistung. Dazwischen verläuft die Pumpenleistung linear. Der minimale Volumenstrom beträgt $2.120 \text{ m}^3/\text{d}$, der maximale Volumenstrom beträgt $3.216 \text{ m}^3/\text{d}$.

4.2.3.7 Schlamm Speicher

Der Schlamm Speicher auf der Kläranlage Warendorf/Hoetmar dient zur Speicherung des simultan, aerob stabilisierten Überschussschlammes. Der Überschussschlamm wird zweimal täglich direkt aus dem Belebungsbecken entnommen und zum Schlammstapel gepumpt. Während der Lagerzeit soll der Schlamm weiter eindicken und es soll die Möglichkeit bestehen, Trübwasser zu entnehmen und damit die Schlammmenge zu reduzieren. Durch die Langzeitlagerung werden abschließend die organischen Schlammbestandteile reduziert.

Der Schlamm Speicher hat eine Kapazität von 450 m³. Im Jahr 2006 wurden 916 m³ Schlamm aus dem Speicher entnommen und entsorgt. Diese 916 m³ wurden an insgesamt 7 Abfuhrterminen entnommen, was etwa einem Rhythmus von 7 Wochen entspricht.

Trübwasser wird etwa 8 Stunden nach der Befüllung des Speichers mit frischem Überschussschlamm abgezogen. Dies findet entsprechend dem Zeitprogramm des Überschlammbzugs um 9:00 Uhr und um 21:00 Uhr statt. Dazu fährt eine Trübungsmesssonde von der Oberfläche des Speichers bis zum Grund und misst die Trübung. Aus dieser Trübungsmessung resultiert dann die Menge an Trübwasser, die abgezogen und ins Belebungsbecken gepumpt wird.

Das Trübwasser stellt eine beträchtliche Rückbelastung an CSB und vor allem an Ammonium für die Anlage dar. Hydraulisch betrachtet ist die Zugabe des Trübwassers deutlich und täglich wiederkehrend an den chemischen Parametern im Ablauf zu erkennen. Von einer detaillierten Abbildung des Schlamm Speichers im aufzustellenden Kläranlagenmodell wurde dennoch abgesehen, da dazu eine Vielzahl von Parametern hätte erhoben werden müssen. Stattdessen wurde die Trübwasserzugabe als Quellterm berücksichtigt.

4.2.3.8 *Tropfkörper*

Der Abfluss der Nachklärung fließt einem Pumpensumpf zu, der sich unmittelbar vor dem Tropfkörper befindet. In diesem Pumpensumpf ist eine Tauchpumpe fest installiert, die den Tropfkörper beschickt. Auf Basis der Pumpenkennlinie wurde die Förderleistung auf 68 m³/h abgeschätzt. Die Pumpe beschickt den Tropfkörper diskontinuierlich. Die während einer Ortsbegehung ermittelten Abmessungen sind in Bild 4.9 eingetragen. Mit den nachstehenden Annahmen wurde das Volumen des Füllmaterials von 265 m³ und ein Hohlraumvolumen 137 m³ ermittelt.

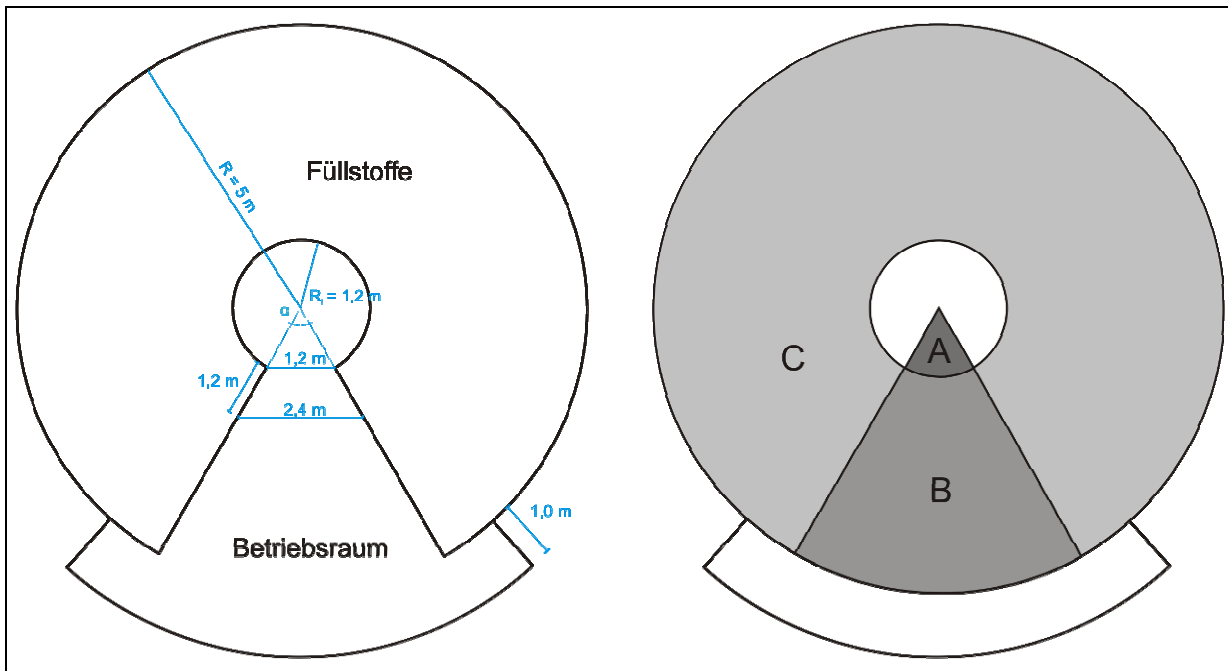


Bild 4.9: Lageplan des Tropfkörpers der Kläranlage Hoetmar (links), Flächen zur Volumenberechnung (rechts)

Annahmen für die Berechnungen:

- Vernachlässigung der Neigung der Böden und Decken
- Dicke der Decke des Betriebsraum beträgt $0,30\text{ m}$
- Dicke des Hohlraums unter den Füllstoffen beträgt $0,15\text{ m}$ (Mindestmaß laut ATV, 1997a, S.162)
- Wandstärke um den Betriebsraum und das Mittelbauwerk beträgt $0,10\text{ m}$
- Korngrößenverteilung der Lavaschlacke 40/80 (vgl. DIN 19557)
- Hohlraumvolumen 50% des Volumens des Füllmaterials (vgl. ATV 1997a)

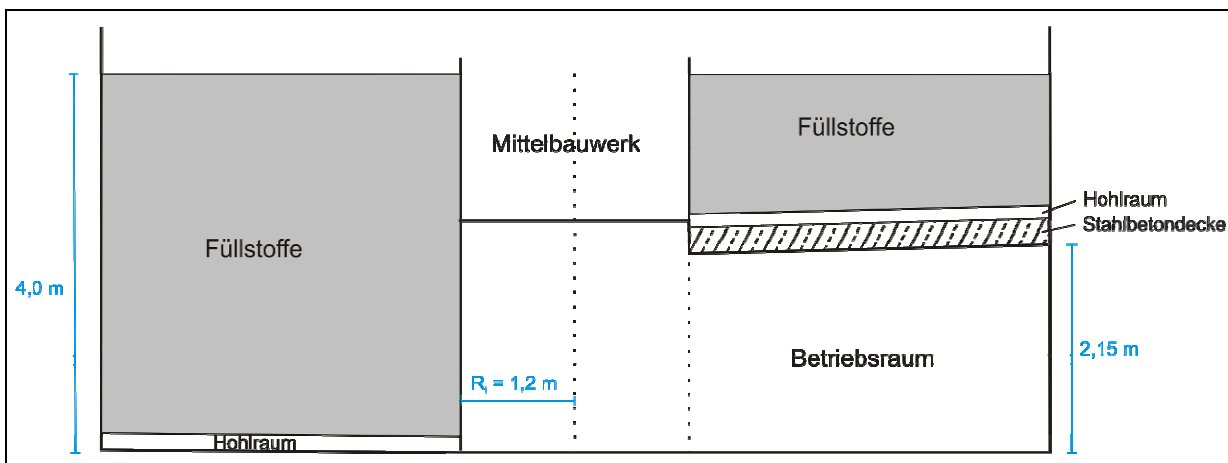


Bild 4.10: Ansicht des Tropfkörpers der Kläranlage Hoetmar

4.3 Gewässersystem

Der Wiener Bach gehört zum Flusseinzugsgebiet der Ems und wird seit 1997 mit der Gewässergüteklasse II bewertet (LUA, 2001). Die Gewässergüte des Wiener Baches wird durch den zufließenden Schlingenbach oberhalb der Kläranlage (Güteklasse II-III) negativ beeinflusst. Das rechtsseitige namenlose Gewässer, das in den Wiener Bach mündet wird ebenfalls der Gewässergüteklasse II - III zugeordnet. Im Bericht zur Gewässergüte des Landesumweltamtes (LUA, 2001) wird von wiederkehrenden Belastungen des Gewässerabschnittes unterhalb der Kläranlage durch Phosphor berichtet.

4.4 Niederschlagsverhältnisse

Im Raum Warendorf liegt die jährliche Niederschlagshöhe im Bereich zwischen 700 mm bis 800 mm. Das Klima ist ozeanisch geprägt.

Im Hinblick auf die Ablagerungsbildung in Mischgebieten ist die Anzahl kontinuierlicher Trockenwettertage vor einem Regenereignis von Bedeutung. Ein Trockenwettertag wird definiert als ein Tag, an dem weniger als 1 mm Niederschlag fällt. Tabelle 4.4 stellt die Häufigkeit von verschiedenen langen Trockenwetterperioden aus 2006 den vorliegenden Werten aus 2007 gegenüber. Auffällig ist die in 2007 aufgetretene sehr lange Trockenwetterperiode von 24 d, die im Laufe des trockenen Frühjahrs im April auftrat.

Tabelle 4.4: Anzahl von Trockenwetterperioden verschiedener Länge im Einzugsgebiet der Kläranlage Hoetmar von 2006 und 2007

Jahr	Trockenwettertage im Jahr	Trockenwetterperiode (TWP) [d]	1	2	3	4	5	6	9	10	13	14	24
2006	302	Anzahl der TWP mit x-Tagen	24	15	5	5	8	1	2	1	1	1	
2007	220		17	12	1	3	6	1	3				1
Stand der Auswertung (30.10.2007)													

Da Starkniederschlagsereignisse häufig zu Entlastungen aus Regenentlastungsanlagen führen, ist in Tabelle 4.5 die Auswertung der Regenaufzeichnungen dargestellt. Ein Starkniederschlagsereignis wurde angenommen, wenn innerhalb eines Tages mehr als 10 mm Niederschlag fielen.

Tabelle 4.5: Anzahl von Starkniederschlagsereignissen in 2006 und 2007

Jahr	Starkniederschlag [$> 10\text{mm/d}$]
2006	20
2007 ¹⁾	24
1) bis 30.10.2007	

5 Felduntersuchungen

5.1 Beschreibung der Untersuchungen

5.1.1 Messungen am Regenüberlaufbecken

Zur Erfassung der Abwasserströme und der entsprechenden Frachten wurden am Regenüberlaufbecken (RÜB) Hoetmar eine Reihe von Messeinrichtungen installiert und betrieben, die die Überwachungsinstrumente der Entsorgungsbetriebe Warendorf (EBW) ergänzten. Die Durchflüsse wurden am Zulauf der Speicherkammer, am Klärüberlauf sowie am Drosselablauf aus einem der beiden Teileinzugsgebiete mittels Ultraschall erfasst. Der Ablaufvolumenstrom, der gleichzeitig den Zulauf zur Kläranlage bildet, wurde mittels magnetisch-induktiver Durchflussmessung (MID der EBW) bestimmt. Aus der Differenzbildung zwischen Gesamtabfluss am MID zur Kläranlage und dem Abfluss aus einem der Teilgebiete kann der Abfluss aus dem zweiten Mischgebiet berechnet werden. Zur weiteren Beschreibung der hydraulischen Verhältnisse der Teileinzugsgebiete wurde der Abschlagsvolumenstrom aus einem Teileinzugsgebiet mittels Radarmessung bestimmt.

Zudem wurden Höhenstandmessungen aus der Systemüberwachung der Entsorgungsbetriebe Warendorf übernommen, die für die Plausibilisierung der Volumenströme und der Wasserstände in der Speicherkammer sowie an Becken- und Klärüberlauf herangezogen wurden.

Zur Erfassung der Konzentrationsganglinien wurden kontinuierlich messende Multispektrometersonden im zur Kläranlage geleiteten Volumenstrom und im Zulauf der Speicherkammer angeordnet. Zur regelmäßigen Kalibrierung der Multispektrometersonde wurde ein zeitgesteuerter Probenehmer aufgestellt, der 2-Stunden Mischproben gewann. Zudem wurden drei ereignisgesteuerte Probenehmer installiert, die Zweistundenmischproben aus Mischwasser zogen, wenn der Mischwasserabschlag bzw. der Klärüberlauf ansprang.

Bild 5.1 zeigt schematisch die Abwasserströme am Regenüberlaufbecken.

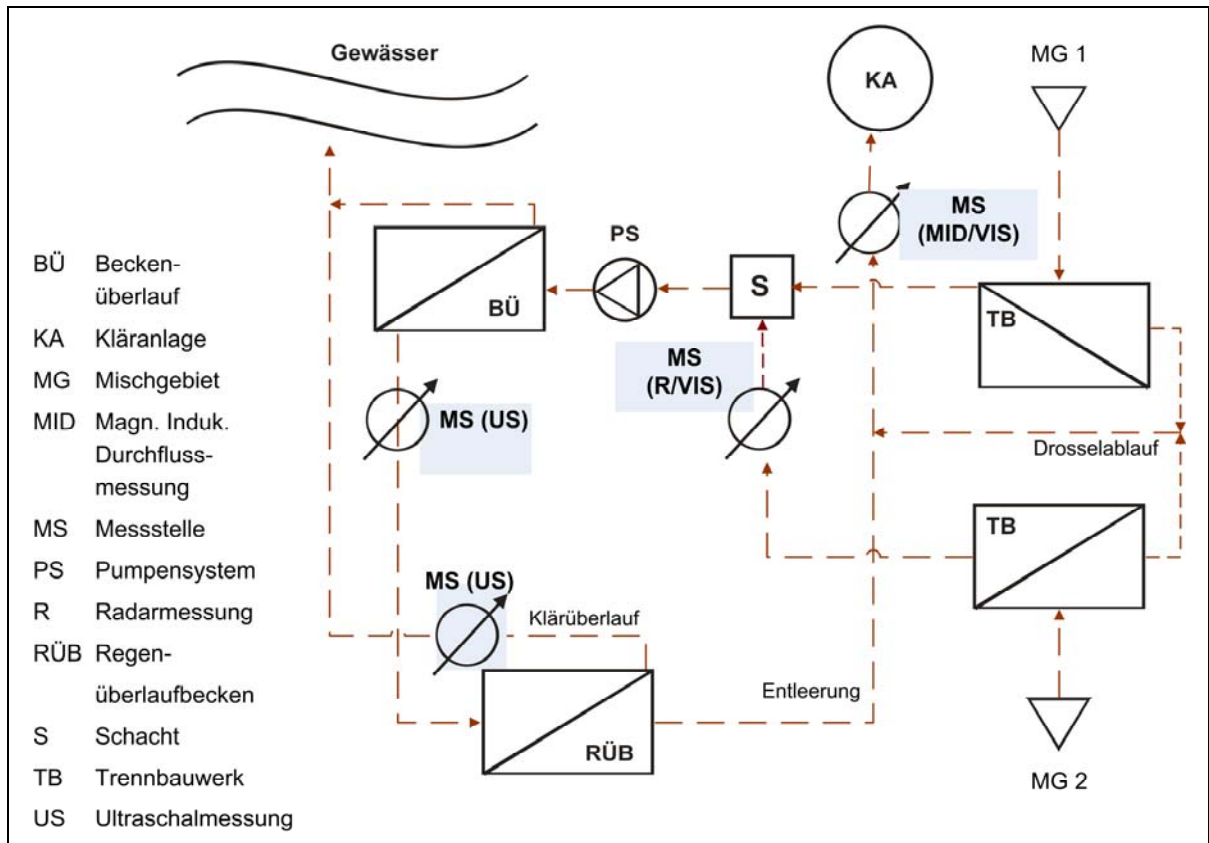


Bild 5.1: Schematische Darstellung der Abwasserströme am Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage Hoetmar

5.1.2 Messungen mit Multispektrometersonden

Zur Bestimmung der Konzentration des chemischen Sauerstoffbedarfs (CSB) und der abfiltrierbaren Stoffe (AFS; engl. Total Suspended Solids, TSS) kamen Multispektrometersonden (MSS) zum Einsatz (vgl. Anhang A). Die verwendeten MSS geben Lichtsignale im UV-VIS Bereich im Intervall von 2 min aus, die mittels einer Fotosonde in einer Auflösung von 2 nm erfasst und registriert werden. Über die Korrelation der Absorption einzelner Spektren bzw. der Intensität, wird auf die Konzentration der Abwasserinhaltsstoffe geschlossen. Die Korrelationsanalyse basiert auf dem Gesetz von Beer-Lambert (Glg. (5.1)).

$$A = -\log_{10} \left(\frac{I}{I_0} \right) = \varepsilon \cdot c \cdot L \quad (5.1)$$

mit

A	[-]	Absorption,
I_0	[lux]	Intensität des eingehende Lichts
I	[lux]	Intensität des ausfallenden Lichts,
ε	[l/(g*m)]	Absorptionsmaß, Naturkonstante,
c	[g/l]	Konzentration der Substanz,

L [m] Pfadlänge.

Über diese so genannten Fingerprints lassen sich zeitlich hoch aufgelöst Konzentrationswerte bestimmen. Bild 5.2 zeigt exemplarisch drei unterschiedliche Absorptionsspektren.

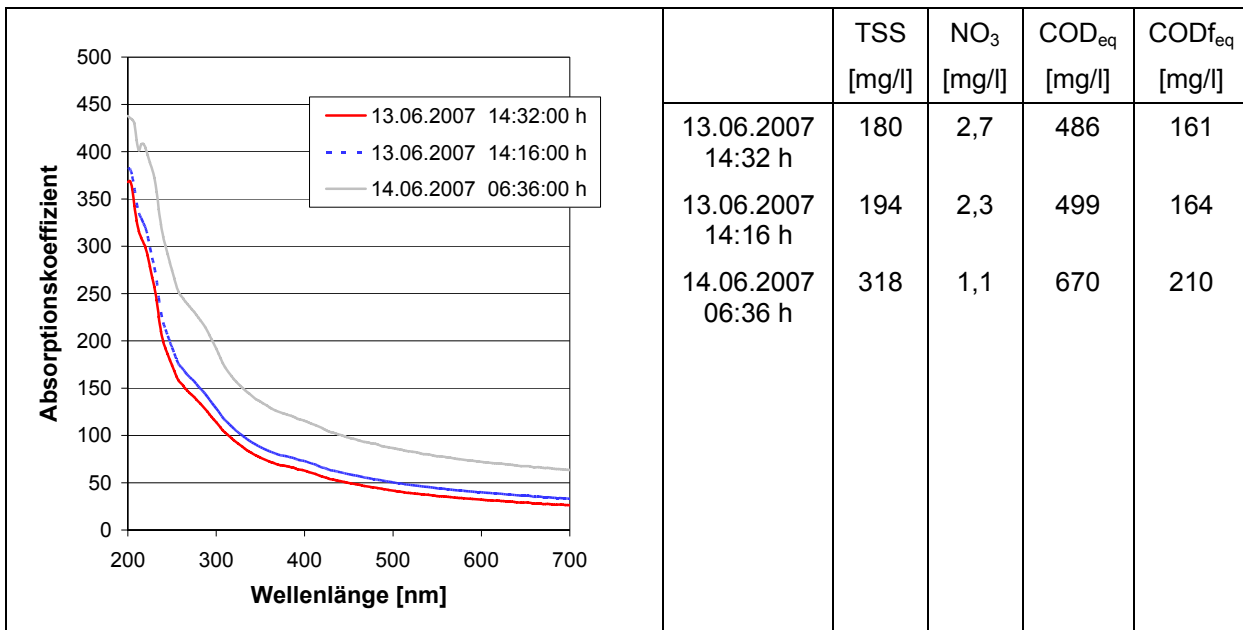


Bild 5.2: Exemplarische Darstellung von drei unterschiedlichen Absorptionsspektren von kommunalem Abwasser

5.1.3 Untersuchungen innerhalb des Kanalnetzes

Zur Bestimmung der Ablagerungsart und zur näheren Bestimmung der Ursache der Ablagerungsbildung wurden Ablagerungen beprobt und analysiert. Da die meisten Ablagerungen in Anfangshaltungen aufzufinden waren, war es nicht möglich, Körnungslinien anzufertigen, da die Proben insbesondere in den Anfangshaltungen und den Haltungen mit kleinen Nennweiten aus groben organischen Sedimenten bestanden.

Bei den regelmäßigen Befahrungen der Kanalisation durch die EBW werden ebenfalls auffällige Ablagerungen innerhalb des Systems aufgezeichnet. Die Darstellung der Daten des Eleusys+-Systems ist in Anhang B aufgeführt. Neben diesen Haltungen wurden systematisch auch Haltungen im Mischsystem in Augenschein genommen, bei denen Gefälleverhältnisse oder Anschlusssituation die Bildung von Ablagerungen begünstigen.

Vor dem Hintergrund des stark schwankenden, in den Nachtstunden in einigen Teilen sogar versiegenden Trockenwetterabflusses sind Kanalablagerungen in vielen Teilbereichen des Kanalnetzes zu erwarten. Dies trifft vor allem auf Anfangshaltungen und Bereiche mit geringem Gefälle zu (N.N., 1992). Den Vorgaben des DWA Arbeitsblattes A 110 (N.N., 2006a) folgend, wurden die an verschiedenen Stellen im Kanalnetz gemessenen Höchststands- und Durchflusganglinien ausgewertet. Die Auswertung hatte zum Ziel, die während Trockenwetterzeiten auftretenden maximalen Fließtiefen in den Anfangshaltungen

gen zu ermitteln. Dabei ergaben beispielsweise die Messungen in der *Ahlener Straße* (S24480199, DN 300, Wohngebiet) und *Am Wiebusch* (S24480148, DN 300, Wohngebiet), dass eine Fließtiefe von 3 cm im Tagesverlauf nicht überschritten wird, so dass die verhältnismäßig großen Sohlgefälle von 3,5 ‰ bzw. 2,9 ‰ nicht ausreichen, um den Stofftransport aufrecht zu halten. Die Inaugenscheinnahme der Sedimente bestätigt das Aufkommen von Ablagerungen bestehend aus Hygieneartikeln, um die sich sandiges Material anlagert.

Bild 5.3 zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen. Haltungen bei denen Ablagerungen vorgefunden wurden, wurden entsprechend als „ablagerungskritische Bereiche“ gekennzeichnet.



Bild 5.3: Lokalisierung von Ablagerungen und Positionierung temporärer Durchflussmessungen im Entwässerungssystem (rot: Ablagerungen durch Trockenwetterbedingungen; grün: Ablagerungen bei Regenwetter)

Die Ablagerungen im Mischsystem von Hoetmar sind durch zwei wesentliche Prozesse geprägt:

- Temporär bilden sich in den Anfangshaltungen, die durch eine starke Variation des Tagesgangs des Schmutzwasserabflusses beeinflusst werden, Ansammlungen von Hygieneartikeln und untergeordneten Mengen anorganischer Ablagerungen.
- In flachen Haltungen von Sammlern, die mit Sedimentfrachten von landwirtschaftlich genutzten Flächen oder Flächen mit Bautätigkeit befrachtet werden, lagern sich über-

wiegend mineralische Ablagerungen mit einem mittleren Trockensubstanzgehalt von 71 % ab.

Neben der Erfassung ablagerungsbehafteter Bereiche im Entwässerungssystem wurde mittels mobiler Durchflussmessungen an verschiedenen Schächten der Abfluss ermittelt. Die Daten können zur Kalibrierung des Kanalnetzmodells herangezogen werden und geben ergänzend Aufschluss über die hydraulischen Bedingungen, die zur Ablagerungsbildung führen. Bild 5.3 zeigt die Stellen, an denen diese temporären Durchflussmessungen erfolgten.

5.1.4 Messprogramm auf der Kläranlage Hoetmar

Zur Erhebung von Messwerten wurden 2 Intensivmessphasen durchgeführt. Die erste Messphase fand im Mai 2007 vom 11.05. bis zum 21.05.2007 und die zweite im Oktober 2007 vom 11.10. bis zum 23.10.2007 statt. Dabei wurden im Mai der Zulauf und der Ablauf der Kläranlage und im Oktober zusätzlich zu den beiden erst genannten Messstellen der Ablauf der Nachklärung beprobt (2h-Mischproben).

Tabelle 5.1: Übersicht der Messstellen auf der Kläranlage Hoetmar und der dort erhobenen Werte

Zulauf zur Kläranlage (M3)	Einheit	Messung
Q	[m ³ /h]	kontinuierlich
AFS	[mg/l]	kontinuierlich, 2h-MP
CSB homogenisiert	[mg/l]	kontinuierlich, 2h-MP
CSB filtriert	[mg/l]	kontinuierlich
N gesamt	[mg/l]	2h-MP
NH ₄	[mg/l]	2h-MP
NO ₃	[mg/l]	2h-MP
Belebungsbecken	Einheit	Messung
O ₂ -Konzentration	[mg/l]	Prozessleittechnik
Ablauf der Nachklärung (M6) nur 11.10. - 23.10.2007	Einheit	Messung
AFS	[mg/l]	2h-MP
CSB homogenisiert	[mg/l]	2h-MP
NH ₄	[mg/l]	2h-MP
Ablauf der Kläranlage (M4)	Einheit	Messung
Q	[m ³ /h]	kontinuierlich
AFS	[mg/l]	2h-MP
CSB homogenisiert	[mg/l]	2h-MP
NH ₄	[mg/l]	2h-MP

NO ₃	[mg/l]	2h-MP
-----------------	--------	-------

Ziel der Beprobung war es, grundlegende Daten für die Kläranlagensimulation zu gewinnen, die eine Kalibrierung des dynamischen Modells ermöglichen. Des Weiteren sollten die Auswirkungen langer Regenereignisse erfasst werden.

In der Tabelle 5.1 sind die zur Kalibrierung des Modells verwendeten Messdaten, bestehend aus kontinuierlichen Messungen (Konti), 2h Mischproben (2h-MP) und der Überwachung der Prozesstechnik aufgeführt.

5.2 Ergebnisse

5.2.1 Methodik zur Auswertung eines Schmutzfrachtstoßes

Mit Hilfe der Auswertung der Frachtganglinien vor und nach dem Einbau von Schwallspüleinrichtungen soll die Effektivität einer quasi-kontinuierlichen Reinigungsstrategie aufgezeigt werden. Dazu wird zunächst die Frachtspitze, der Spülstoß identifiziert. BUTLER UND DAVIES (2004) folgend kann der Spülstoß qualitativ beurteilt werden, indem die kumulierte Fracht eines Abwasserteilstromes dem kumulierten Volumen gegenübergestellt wird. Je stärker der Spülstoß ausgeprägt ist, umso stärker weicht der Graph der Fracht von der Winkelhalbierenden durch den Ursprung ab. Die Winkelhalbierende stellt den theoretischen Frachtverlauf bei konstanter Konzentration dar, die so genannte mittlere Ereigniskonzentration (engl. event mean concentration).

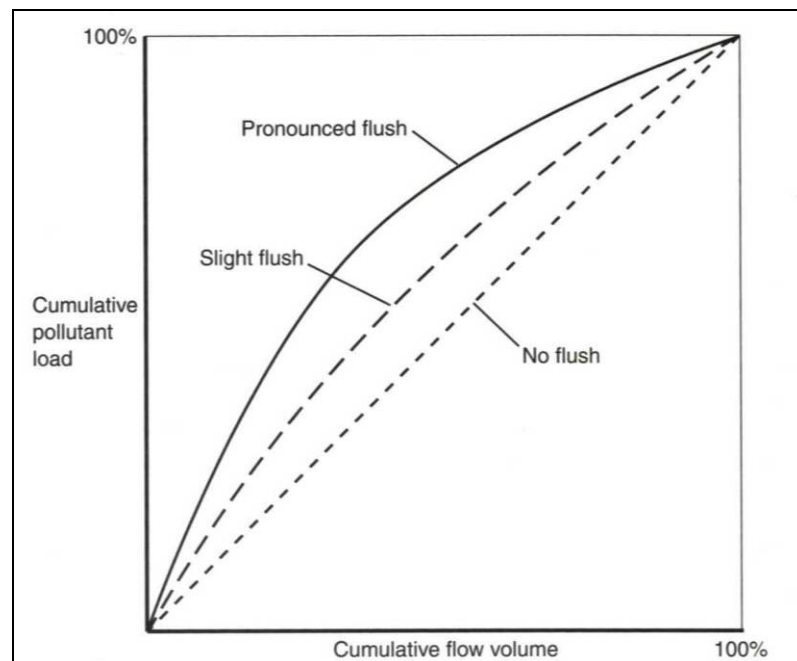


Bild 5.4: Visualisierung des Spülstoßes durch die Gegenüberstellung der kumulierten Fracht eines Abflusses und dessen kumulierten Abflussvolumens (BUTLER UND DAVIES, 2004)

Um das Ausmaß des Spülstoßes zu quantifizieren, wird nachstehende Vorgehensweise gewählt.

- Die Frachtsummenlinien und Volumensummenlinie werden ins Verhältnis zur Ereignisfracht bzw. zum Gesamtvolumen gesetzt.
- Die Differenz zwischen der so ermittelten relativen Frachtsummenlinien und der Winkelhalbierenden wird über das kumulierte Volumen aufsummiert. Zur einfacheren Berechnung werden die Summenlinien durch Polynome dritter Ordnung approximiert.
- Abschließend werden die so ermittelten Werte der Niederschlagsmenge und der Dauer der vorangegangenen Trockenwetterperiode gegenübergestellt. Der so erhaltene empirische Zusammenhang könnte im Verlauf einer möglichen 2. Phase den Werten mit quasi-kontinuierlicher Reinigung gegenübergestellt werden.

5.2.2 Zulauf zum Regenbecken

Am Zulauf zum Regenbecken werden Abflüsse und Konzentrationen erfasst. Bild 5.5 zeigt exemplarisch den Ganglinienverlauf der Zulauffracht zur Speicherkammer zwischen dem 27.04.2007 und dem 23.06.2007. Die dargestellte Periode schließt an eine 24-tägige Trockenwetterperiode im außergewöhnlich trockenen April 2007 an.

Am Ganglinienverlauf zwischen dem 7.05.2007 und dem 17.05.2007 ist qualitativ zu erkennen, dass die Zulauffrachten nach einer Reihe von Regenereignissen generell abnehmen. Auffällig sind Spitzenkonzentrationen, die sich beim 2. Folgeereignis einstellen. Nach einer längeren Trockenwetterperiode erhöhen sich die Frachten wiederum, was auf dem Einfluss der Akkumulation von Stoffen auf der Oberfläche des Einzugsgebiets und innerhalb der Kanalisation zurückzuführen ist.

In Bezug auf die vier unterschiedlichen Frachtganglinien des chemischen Sauerstoffbedarfs (filtriert, CSB_{eq}), des chemischen Sauerstoffbedarfs (CSB_{eq}), der abfiltrierbaren Stoffe (AFS) und des Nitrats sind zwei Beobachtungen zu machen, bevor im Nachfolgenden eine detaillierte Auswertung der aufgezeichneten Ganglinien erfolgt. Die Frachtganglinien von AFS und CSB verhalten sich ähnlich, was auf einen hohen Anteil von partikulären organischen Stoffen schließen lässt. Die Messungen von Nitrat im Abwasser zeigen erwartungsgemäß nur geringe Konzentrationen. Nitrat ist ein rein abwasserbürtiger Stoff, der sich in Ablagerungen nicht anreichert. Eventuell auftretende Frachtspitzen zu Beginn eines Regenereignisses wären demnach auf Verdrängungsprozesse (vgl. Kapitel 3.1, KREBS, 2003) zurückzuführen.

Wenn die Frachtganglinien zeitlich höher aufgelöst werden und innerhalb eines Abflussereignisses aufsummiert werden, kann durch den Vergleich der Volumenganglinie und der Frachtganglinien ein Hinweis auf mögliche Spülstöße und Gewässerbelastungen gewon-

nen werden. Die das Speichervolumen überschreitende Wassermenge wird über den Klärüberlauf in das Gewässer geleitet. Bild 5.6 zeigt exemplarisch die Summenlinien eines Regenereignisses am 27.05.2007. Nach einem starken Anstieg zu Beginn des Speichervorganges verringern sich die zufließenden Frachten. Im Verlauf dieses Ereignisses wurden 163 m³ Mischwasser über den Klärüberlauf in den Wiener Bach abgeschlagen.

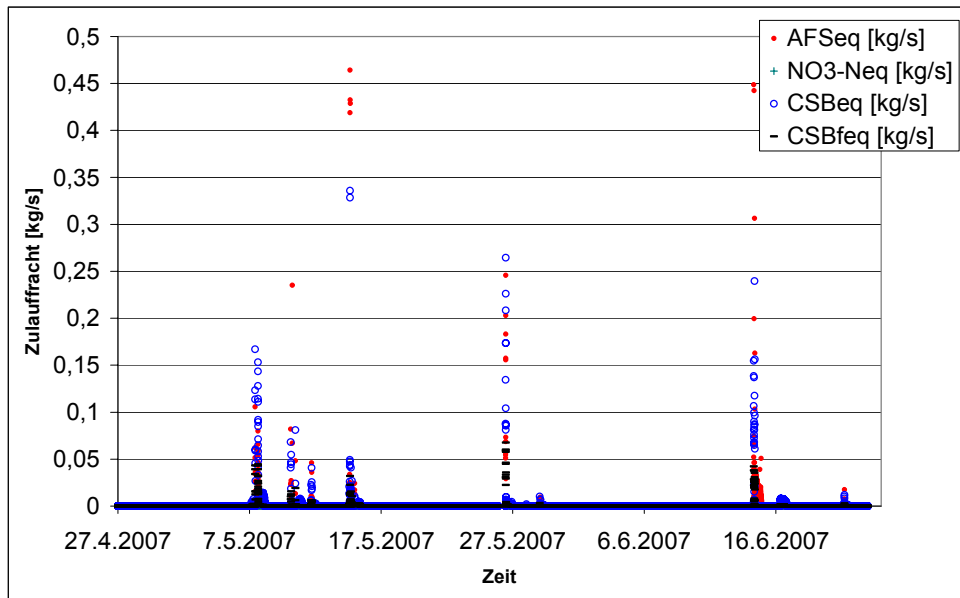


Bild 5.5: Frachtganglinien im Zulauf zur Speicherkammer des RÜBs Hoetmar zwischen dem 07.05.2007 und dem 23.06.2007

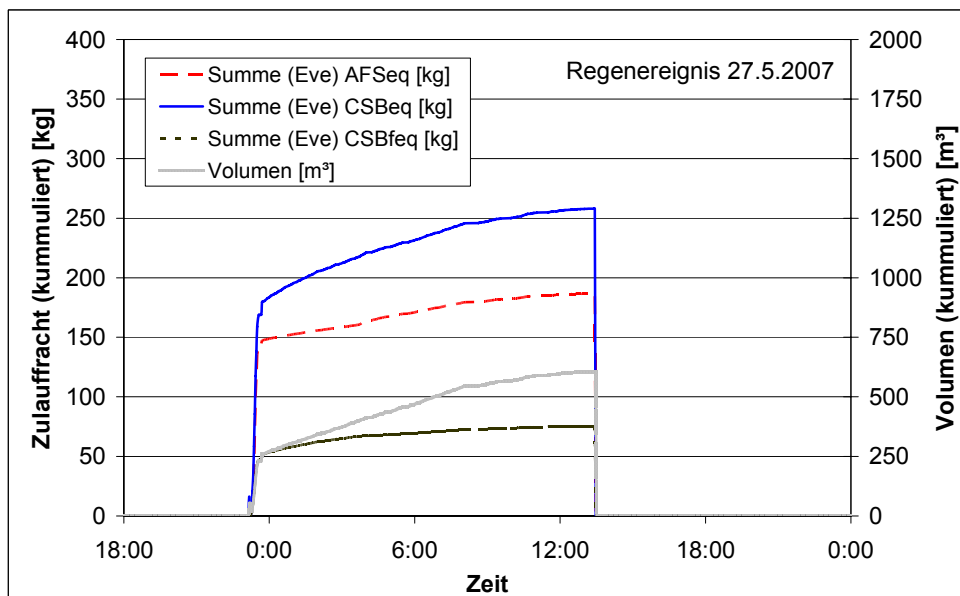


Bild 5.6: Darstellung des Verlauf der kumulierten Fracht und des kumulierten Abwasservolumens im Zulauf der Speicherkammer des RÜB Hoetmar während eines Regenereignisses am 27.05.2007

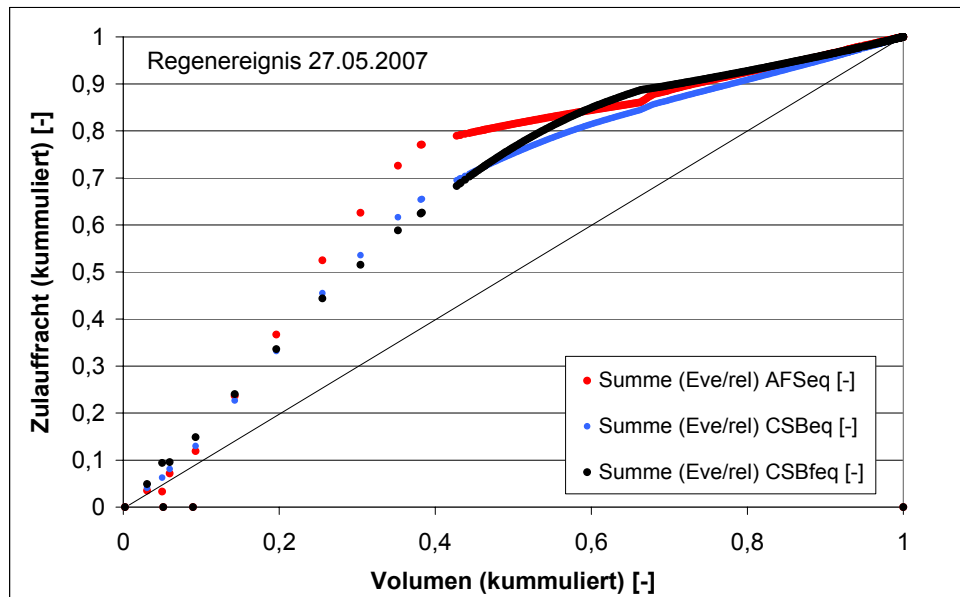


Bild 5.7: Dimensionslose Darstellung der kumulierten relativen Fracht in Bezug auf das kumulierte relative Abflussvolumen; Regenereignis vom 27.05.2007 am RÜB Hoetmar

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen werden mit der in Kapitel 5.2.1 dargestellten Methodik die Frachtganglinien den Volumenganglinien dimensionslos gegenübergestellt. Die dimensionslose Darstellung erlaubt es, Niederschlagsabflussereignisse unabhängig von der Niederschlagsmenge miteinander in Beziehung zu setzen.

Die in Bild 5.7 dargestellte Kurvenschar beschreibt den Spülstoß, der in der Speicherkammer zum großen Teil aufgefangen wird. Die Darstellung erlaubt, im Gegensatz zur Darstellung der Ganglinien in Bild 5.6, den Schmutzfrachtstoß näher zu beschreiben. Der durch den einsetzenden Regen verursachte Verdünnungsprozess setzt nach ungefähr 40 % des Volumens ein. Der Verlauf der CSB-Graphen ist ähnlich, wohingegen der Spülstoß der AFS stärker ausgeprägt ist. Dem Regenereignis mit einer Niederschlagsmenge von 10,2 mm ging eine Trockenwetterperiode von 1,75 d voraus. Im Vergleich zu anderen Auswertungen ist der Schmutzfrachtstoß vom 27.5.2007 deutlich ausgeprägt, da häufig nur unbedeutende Trockenwetterperioden, in denen sich Ablagerungen bilden konnten, auftraten.

Zur weiteren Auswertung wurde der Flächeninhalt zwischen den „Schmutzfrachtstoßgraphen“ und der Winkelhalbierenden ermittelt. Wenn die Berechnung einen negativen Wert ergab, der gleichbedeutend mit einem verdünnten Abflussvolumenstrom ist, wurde der Wert für den weiteren Verlauf zu Null gesetzt. Die berechneten Werte von allen Regenereignissen wurden über dem Produkt aus der vorhergehenden Trockenwetterperiode (TWP) in Tagen (d) und der Gesamtniederschlagsmenge des Regenereignisses (mm) aufgetragen, vgl. Bild 5.8.

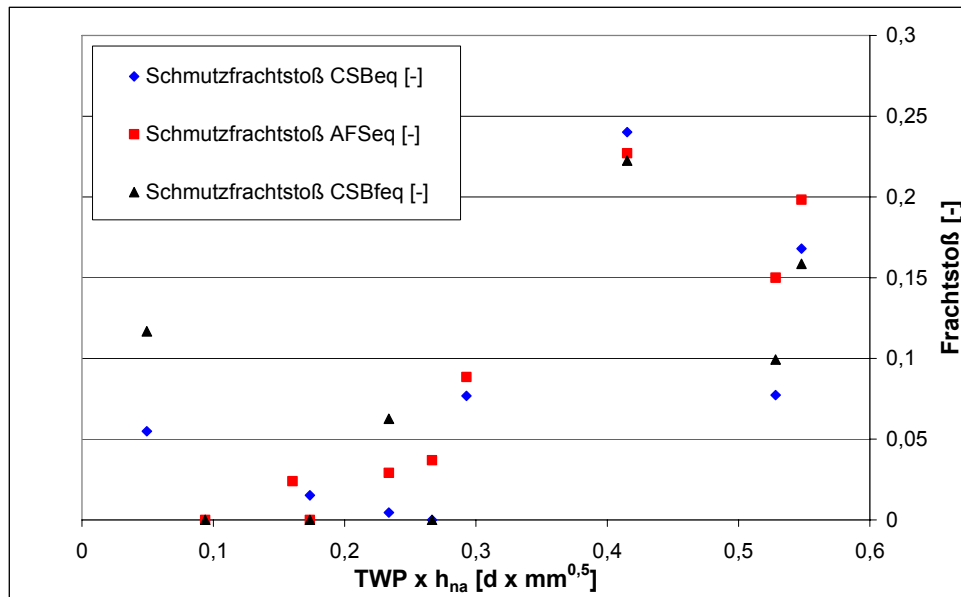


Bild 5.8: Zusammenhang zwischen Schmutzfrachtstößen (SFS) und dem Produkt aus Länge der voran gegangenen Trockenwetterperiode (TWP) und der Wurzel der Niederschlagssumme (h_{na})

Die Auswertung der Ereignisse zeigt grundsätzlich, dass längere Trockenwetterperioden und größere Niederschlagsmengen eine Zunahme des Effektes des Spülstoßes bewirken. Nach einer 24-tägigen Trockenwetterperiode ergibt sich trotz der langen Zeit, in der sich Ablagerungen bilden konnten, kein ausgeprägter Schmutzfrachtstoß (SFS), was wahrscheinlich auf zwei Effekte zurückzuführen ist: Zum einen reicht der Anstieg des Abflusses im Kanalnetz nicht aus, um alle Ablagerungen, die sich über die außergewöhnlich lange Trockenperiode angesammelt haben, zu remobilisieren, so dass kontinuierlich Ablagerungsmaterial vom Mischwasser aufgenommen wurde. Zum anderen führen diese Extremereignisse zu einem Rückstau im Entwässerungssystem und so zu einer Begrenzung des Transportvermögens der Kanalisation, da der Gesamtsystemabfluss auf die Summe aus den Fördermengen des Pumpwerkes und der Kläranlagenkapazität beschränkt wird. Diese Erklärung wird durch die Messung eines besonders starken SFS am Folgetag, insbesondere für AFS, untermauert. Das Folgeereignis am zweiten Tag nach der lang andauernden Trockenwetterperiode war demnach in der Lage, die Ablagerungen in der Kanalisation zu remobilisieren und somit einen starken SFS auszulösen.

Diese Auswertungen stehen im Gegensatz zu Untersuchungen aus Großbritannien (GUPTA UND SAUL, 1996), die keinen Zusammenhang zwischen vorangehender Dauer der Trockenwetterperiode und der Niederschlagsintensität bei der Auswertung von Schmutzfrachtstoßspitzenkonzentrationen ausmachen konnten. Dies ist wahrscheinlich auf die in der vorliegenden Untersuchung vorhandene höhere zeitliche Auflösung der Messwerte und die Tatsache zurückzuführen, dass Gupta und Saul nur Regenereignisse mit Dauerstufen über 1 h für Untersuchungen heranzogen. Aus Untersuchungen von ARTUHR UND

ASHLEY (1998) sowie ARTHUR (1996), die eine empirische Gleichung für Transportkonzentrationen in einem Sammler bei Beginn eines Niederschlagabflussereignisses ermittelten, wird deutlich, dass ein Zusammenhang zwischen der Dauer des Regens und der Zeitspanne zwischen den Startzeiten von zwei konsekutiven Regenereignissen in sedimentbehafteten Systemen existiert.

5.2.3 Klär- und Beckenüberlauf

5.2.3.1 Schmutzfrachtauswertung

Das in den Wiener Bach entlastete Mischwasservolumen wird von den Volumenströmen des Klärüberlaufs dominiert. Der Beckenüberlauf wird nur bei extremen Ereignissen aktiviert, was zu einer fast vollständigen mechanischen Vorklärung der entlasteten Mischwassermengen führt. Über den Beckenüberlauf wurden 2007 (Stand 31.07.07) 70 m³ Mischwasser entlastet, was im Vergleich zu ca. 12.500 m³, die über den Klärüberlauf flossen, eine unbedeutende Menge darstellte. Die durchschnittliche Überlaufdauer von 4 h pro Ereignis ist in den Jahren 2003 und 2007 in etwa gleich, vgl. Tabelle 5.2. Das Jahr 2003 wird als Vergleichsjahr herangezogen, da die Anzahl der Entlastungsereignisse und der Gesamtüberlaufdauer ähnlich sind.

Werden die ermittelten Überlaufdaten aus Hoetmar den von WEISS et al. (2006) veröffentlichten Auswertungen von Entlastungen aus Regenwasserentlastungsanlagen im Mischsystem gegenübergestellt, ergibt sich, dass das RÜB in Hoetmar „sehr selten“ überläuft und eine „kurze“ jährliche Entlastungsdauer aufweist.

Tabelle 5.2: Kennzahlen zu den Mischwasserentlastungen des Klärüberlaufs am RÜB Hoetmar aus den Jahren 2003 und 2007.

Jahr	2003	2007 ¹⁾
Entlastungsvolumen [m ³]	9.661	12.539
Gesamtüberlaufdauer [h]	43	39
Anzahl der Ereignisse	9	9
1) Daten bis 30.10.2007		

Während der Entlastungen wurden die Durchflüsse erfasst und sofern möglich mit Probennehmern 2h-Mischproben aus dem Abwasserstrom gewonnen. Bild 5.9 zeigt die Abflussganglinie und Abflusssummenlinie des Entlastungsereignisses vom 15.05.2007. Bei dem Entlastungsereignis werden 850 m³ Mischwasser in das Gewässer entlastet, wovon ein Großteil der Mengen in den ersten 50 min des Ereignisses abfließt. Die Gesamtdauer des Entlastungsereignisses beläuft sich auf etwa 2,5 Stunden, so dass eine Auswertung von 2h-Mischproben keine detaillierte Dynamik des Konzentrationsverlaufs widerspiegeln kann, sondern nur die Auswertung der Gesamtfrachten ermöglicht. Die der Auswerterroutine folgende grafische Darstellung der relativen Fracht- und Volumensummenlinie des

Regenereignisses vom 15.07.2007 findet sich exemplarisch in Bild 5.9. Es ist zu erkennen, dass die großen Messabstände zwar einen deutlichen Schmutzfrachtstoß vermuten lassen, der Kurvenverlauf sich zeitlich aber auch anders entwickeln könnte. Der sehr ähnliche Verlauf der Graphen von abfiltrierbaren Stoffen (AFS) und partikulärem chemischen Sauerstoffbedarf (CSB, filtr.) ist erwartungsgemäß.

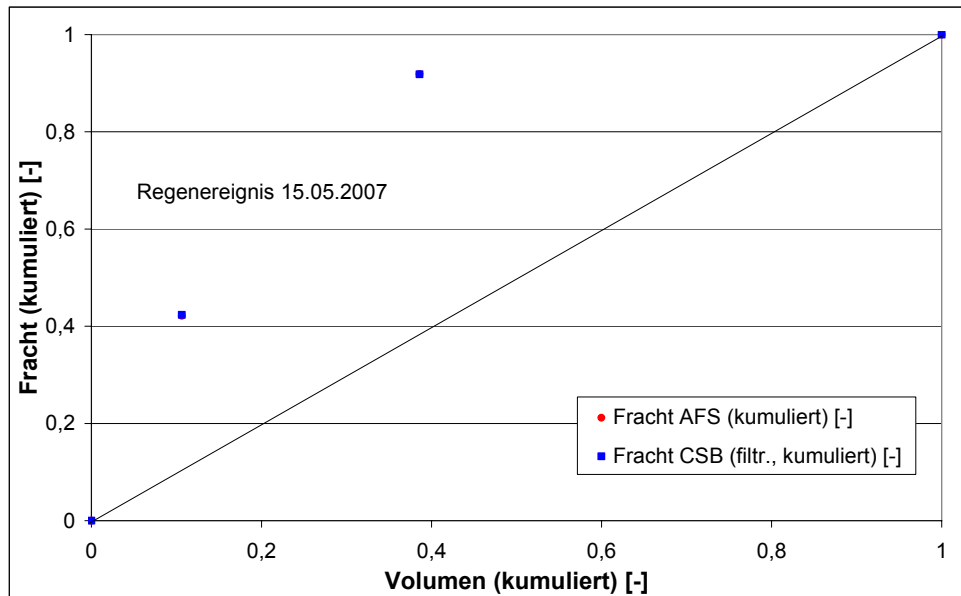


Bild 5.9: Dimensionslose Darstellung der kumulierten relativen Fracht in Bezug auf das kumulierte relative Entlastungsvolumen des Regenereignisses vom 15.05.2007

5.2.4 Einordnung der Gewässerbelastungen aus der Mischwasserentlastung

Mischwasserentlastungen spielen bei der Belastung der Gewässer sowohl aus stofflicher wie auch aus hydraulischer Sicht eine bedeutende Rolle bei der Bewertung der Gesamtemissionen. So sind beispielsweise die kontinuierlichen Emissionen aus Kläranlagen in NRW (MUNLV, 2007) für den Parameter TOC mit ca. 25.000 t/a nur zweieinhalb mal so hoch wie die von Mischwasserentlastungen stoßweise eingetragenen Frachten (ca. 10.600 t/a). Somit entstammen rd. 1/3 der TOC-Gesamtemissionen in die nordrhein-westfälischen Gewässer aus Mischwasserüberläufen.

Aus den erfassten Ereignissen sind in Bild 5.10 die Entlastungsfrachten von neun Ereignissen dargestellt. Die Frachten wurden aus den 2h-Mischproben und den über die entsprechenden Abflusszeiträume gemittelten Abflüssen berechnet. Die Darstellung verdeutlicht die große Bandbreite von Entlastungsfrachten aus Einzelereignissen. Beispielsweise wurde während des Regenereignisses von 07.05.2007 (Ereignis 1), das eine gesamte Zulauffracht zur Regenwasserbehandlungsanlage von 465 kg AFS und 175 kg CSB (filtr.) aufwies, aus der Regenentlastungsanlage 30,8 kg AFS (7 %) bzw. 36 kg CSB (filtr.)

(20 %) emittiert. Vergleichsweise gering dazu sind die durchschnittlichen täglichen Emissionen aus der Kläranlage. Dort werden bei Trockenwetter im Mittel 1 kg AFS/d und 4,9 kg CSB/d in das Gewässer eingeleitet.

Aus den Auswertungen zum Verhältnis der Frachten von AFS zu CSB in Abhängigkeit zur Länge der vorangegangenen Trockenwetterperiode konnte kein statistisch signifikanter Zusammenhang hergestellt werden.

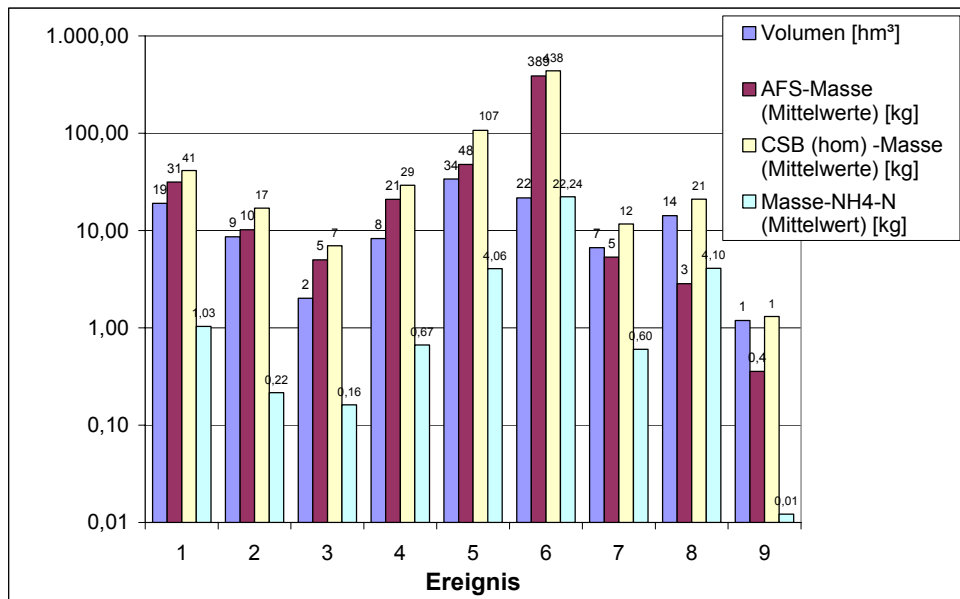


Bild 5.10: Entlastungsfrachten vom Klärüberlauf von neun Entlastungsereignissen vom Klärüberlauf Hoetmar

Eine detaillierte Analyse der Entlastungsfrachten erfolgt im Kapitel zur Schmutzfrachtberechnung (Kapitel 6.1.2).

5.2.5 Zulauf Kläranlage

5.2.5.1 Randbedingungen

Die Abflussdynamik bei Regenwetter im Zulauf der Kläranlage wird durch die Drosselung und die Speicherwirkung des Regenbeckens bestimmt. Der Drosselabfluss ist nominell auf einen Durchfluss von 27 l/s begrenzt, der allerdings abhängig von den Druckverhältnissen kurzzeitig auch höher ausfällt.

Die Auswertung der Frachtganglinien erfolgt analog zu den übrigen Messstellen. Da auch Regenereignisse erfasst wurden, die nicht zu einer Füllung bzw. Teilfüllung des Regenbeckens führten, ergeben sich eine größere Anzahl von Datenpunkten. Allerdings werden kurz aufeinanderfolgende Regenereignisse durch die Speicherwirkung des RÜB mitein-

ander „verschmolzen“, so dass in diesen Fällen keine eindeutige Trennung der Ereignisse möglich ist.

5.2.5.2 Auswertung der Schmutzfrachtstöße

In Bild 5.11 sind die Ergebnisse der Schmutzfrachtstoßauswertung für verschiedene Trockenwetterperioden in Abhängigkeit der Niederschlagsmenge dargestellt. Werte für den Schmutzfrachtstoß die kleiner als null sind, ergeben sich aus einem Verdünnungsschwall, der bei Systemen mit keinen oder geringen Ablagerungsmengen auftritt. Es wird deutlich, dass mit zunehmender Niederschlagsmenge der Spülstoß zunimmt. Dies steht im Zusammenhang mit erhöhten Abflüssen innerhalb der Kanalisation. Zudem wird deutlich, dass mit zunehmender Trockenwetterperiode die Mindest-Niederschlagsmenge abnimmt, damit ein Spülstoß auftritt. Aus der Gegenüberstellung der Spülstöße mit Trockenwetterperioden von weniger als zwei Tagen und mehr als zwei Tagen lässt sich erkennen, dass ab zwei Tagen und einer Niederschlagsmenge von mehr als 5 mm eine deutlicher Anstieg des Spülstoßverhaltens vorzufinden ist.

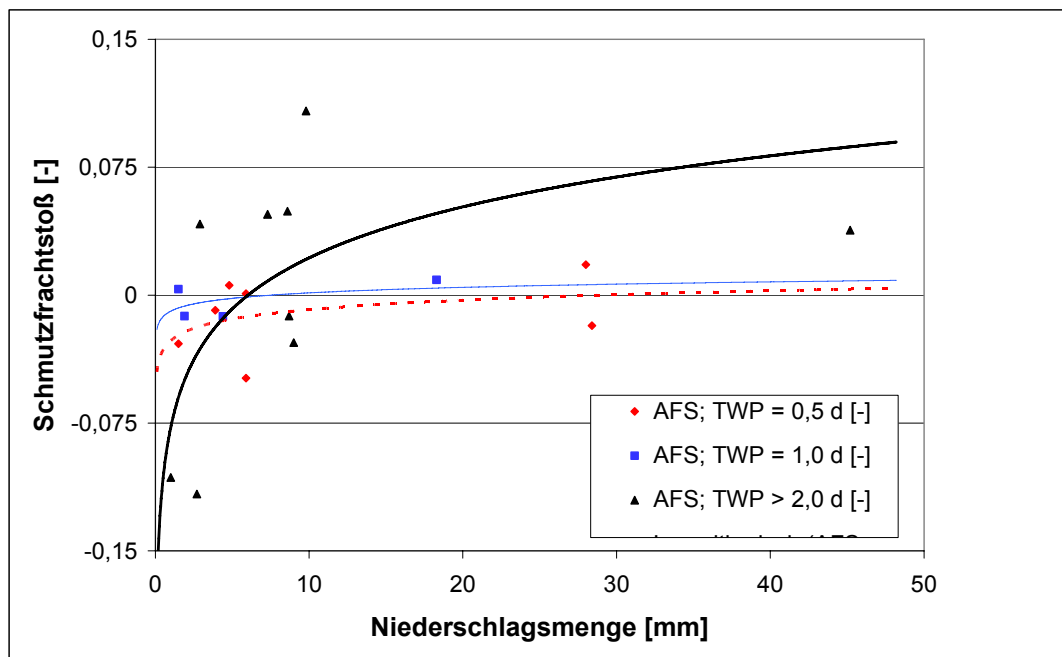


Bild 5.11: Auswertung der Zulauffrachtganglien bei Regenwetter

Die Grenztrockenwetterzeit, die zwischen einem und zwei Tagen einzuordnen ist, hängt mit der Wahrscheinlichkeit zusammen, dass sich innerhalb des Zeitraums ein Nachtminimum befindet, während dessen sich Ablagerungen verstärkt bilden. So ist auch die große Streuung der Ergebnisse in diesem Bereich zu erklären. Insgesamt fällt der Wert für den Schmutzfrachtstoß an der Kläranlage geringer aus, da sich die Speicherwirkung des Regenbeckens auf die zeitliche Verteilung der Schmutzfrachten auswirkt.

5.2.6 Ablauf Kläranlage

5.2.6.1 Referenzwerte bei Trockenwetter

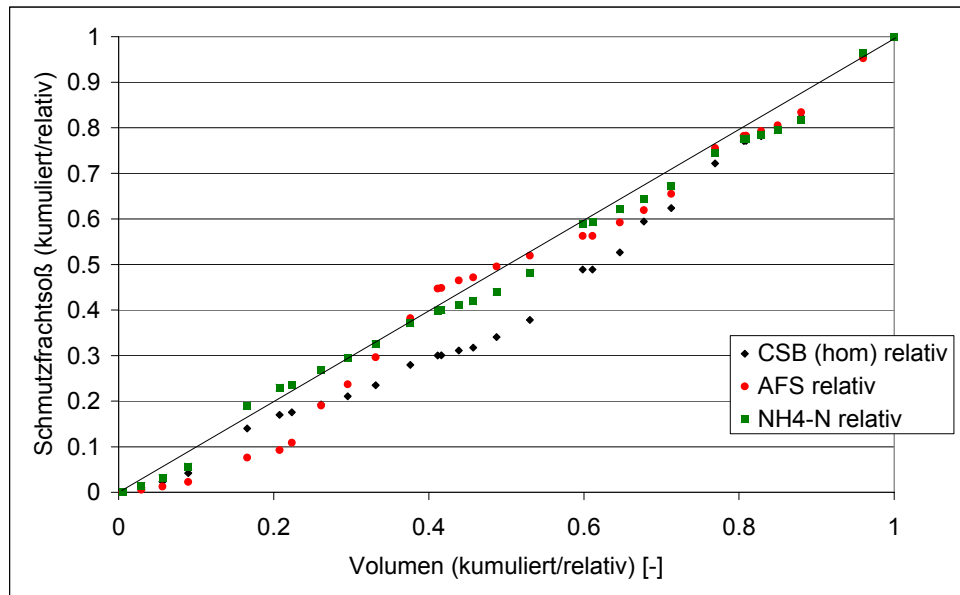


Bild 5.12: Referenzmessung unter Trockenwetterbedingungen im Ablauf der Kläranlage Hoetmar

In Bild 5.12 sind die Verhältnisse bei Trockenwetter am Ablauf der KA Hoetmar abgebildet, in dem die kumulierte Fracht der oben dargestellten Auswertung folgend relativ den kumulierten Ablaufvolumen gegenübergestellt wird. Die Messwerte von CSB (hom), AFS und $\text{NH}_4\text{-N}$ schließen den Zeitraum von drei aufeinander folgenden Trockenwettertagen ein. Es ist zu erkennen, dass die Werte im Tagesverlauf schwanken, sich aber meistens unterhalb der Winkelhalbierenden befinden. Hierdurch wird gezeigt, dass die auch bei Trockenwetter bestehende Dynamik in der Kläranlagenbelastung nicht ausreicht, Schmutzfrachtstöße in relevanter Größenordnung zu erzeugen.

5.2.6.2 Untersuchungen unter Einfluss von Regen

Das System der Kläranlage wurde während zwei Intensivmessphasen untersucht. Die erste Intensivmessphase, die über 14 Tage im Mai 2007 durchgeführt wurde, schloss an eine Trockenwetterperiode von 24 Tagen an und enthielt mehrere starke Niederschlagsereignisse, zwischen denen verschieden lange Trockenwetterperioden lagen. Die Auswertung der Frachtganglinien an der Einleitungsstelle folgt der gleichen Systematik wie an den anderen Messpunkten (vgl. Kapitel 5.2.1). Die zweite Intensivmessphase über einen Zeitraum von 12 Tagen wurde im Oktober 2007 durchgeführt.

Die Untersuchung der Dynamik des Kläranlagenablaufs im Hinblick auf die emittierten Frachten muss an die Verhältnisse auf der Kläranlage angepasst werden. Im Gegensatz zu den Entlastungsanlagen und dem Zulauf zur Kläranlage wird durch das Be-

lechtschlammverfahren der Kläranlage eine Entkopplung der Transportprozesse für gelöste und partikuläre Stoffe erreicht. Daher wird neben der bereits bekannten Darstellung der dimensionslosen Schmutzfrachtstöße auch eine Clusteranalyse durchgeführt, die die Emissionen im Hinblick auf die zeitliche Veränderung des Durchflusses, also auf die Dynamik, am Kläranlagenablauf bezieht.

5.2.6.3 Analyse der Schmutzfrachtstöße

Der bereits vorgestellten Systematik folgend wurden die gewonnenen Zeitreihen aus den Intensivmessphasen ausgewertet. Im Hinblick auf die unterschiedlichen Parameter ergibt sich zunächst kein einheitliches Bild. Da die Auswertungen auf 2h-Mischproben basieren, können nur die lang andauernden Belastungsschwankungen erkannt werden. Wie exemplarisch aus Bild 5.13 ersichtlich ist, können folgende Beobachtungen zusammengefasst werden:

- Für AFS, $\text{NH}_4\text{-N}$ und $\text{NO}_3\text{-N}$ stellen sich sowohl Verdünnungskurven als auch Schmutzfrachtstöße ein.
- Beim homogenisierten CSB wird in allen Fällen ein Schmutzfrachtstoß beobachtet, der aber in der Größe stark variiert.
- Die größte Schwankungsbreite zwischen Verdünnung und Frachterhöhung tritt bei dem Parameter AFS gefolgt von $\text{NH}_4\text{-N}$ auf.

Die in Bild 5.13 dargestellten Messwerte resultieren aus einem Starkniederschlagsereignis (NAE 07.05.2007) im Anschluss an die bereits mehrfach genannte außergewöhnlich lange TWP im April 2007 mit einer Dauer von 24 d. Aufgrund der langen TWP und des starken Regens mit einer Regenhöhe von 38 mm ist davon auszugehen, dass durch Rückstauprozesse nicht alle Ablagerungen, die sich über den langen Zeitraum gebildet haben, remobilisiert wurden bzw. sich im rückstaubehafteten Teil des Entwässerungssystems wieder abgesetzt haben. Zu einer erneuten Remobilisierung der Ablagerungen ist es dann im nachfolgenden NAE gekommen, das sich nach einer Trockenwetterphase von 0,2 d anschloss.

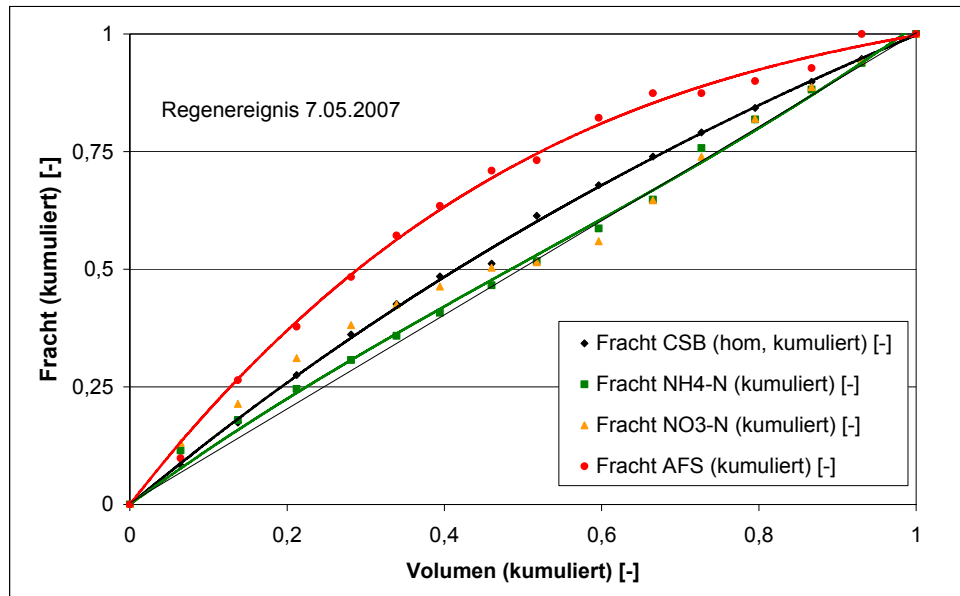


Bild 5.13: Kumulierte Fracht von AFS, $\text{NO}_3\text{-N}$, $\text{NH}_4\text{-N}$ und CSB (hom.) am Ablauf der Kläranlage Hoetmar im Nachgang eines Niederschlagsereignisses vom 07./08.05.2007 (Dauer der Trockenwetterperiode 24 d, Niederschlagshöhe 38 mm)

Die Zusammenstellung der Schmutzfrachtauswertungen der Einzelereignisse ergibt die in Bild 5.14 dargestellten Wertetripel der Parameter CSB, AFS und $\text{NH}_4\text{-N}$. Abweichend von den Darstellungen der Messstellen am Regenüberlaufbecken sind hier die Wertetripel in Abhängigkeit der TWP aufgetragen, da durch die Begrenzung des Drosselablaufs zur Kläranlage ein direkter Zusammenhang mit der Niederschlagshöhe ausgeschlossen werden kann.

Mit Ausnahme des schon erwähnten Folgeereignisses an das Niederschlagsereignisses vom 07/08.05.2007 tritt wie schon an den anderen Messstellen ein ausgeprägter AFS-Schmutzfrachtstoß erst nach einer Mindestdauer der TWP von 1 d auf. Genauer ist die Grenze nicht zu bestimmen, da keine Werte für die Trockenwetterperioden zwischen 1 d und 10 d vorliegen.

Werden die Werte für den dimensionslosen Schmutzfrachtstoß von den beiden Niederschlagsereignissen vom 07/08.05.2007 und des Folgeereignisses (umrandete Ereignisse in Bild 5.14) addiert, ergibt sich das gelb markierte Wertepaar von AFS und CSB. Die Kombination der Werte passt sich so widerspruchsfrei in das Gesamtbild ein, dass der AFS-Schmutzfrachtstoß am Kläranlagenablauf mit zunehmender TWP zunimmt.

Für die Parameter CSB (hom) und $\text{NH}_4\text{-N}$ ergeben sich, auch wegen der geringen Anzahl von Werten, weniger klare Aussagen. Für Ammoniumstickstoff ist allerdings anzunehmen, dass kein Zusammenhang zwischen der Höhe des Schmutzfrachtstoßes und der Dauer der Trockenwetterperiode vorliegt. Der schwache Trend für den Parameter CSB (hom) ist

zumindest teilweise darin begründet, dass es sich hier um eine Mischung aus gelösten und partikulären Stoffen handelt.

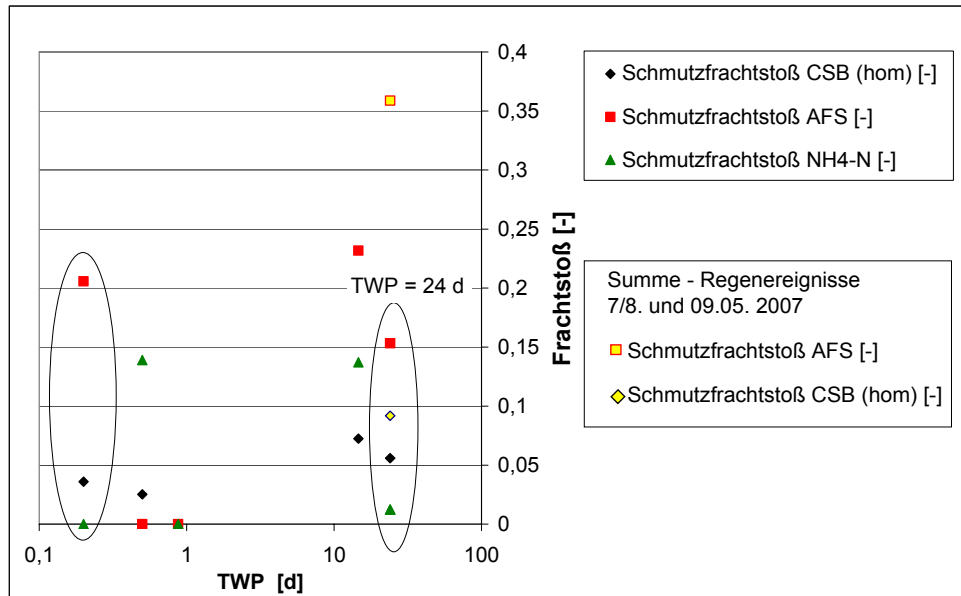


Bild 5.14: Auswertung der dimensionslosen Schmutzfrachtgraphen für den Kläranlagenablauf

5.2.6.4 Analyse der Schmutzfrachtdynamik

Unter der Schmutzfrachtdynamik wird hier der Zusammenhang verstanden, der sich ergibt, wenn die Emission in Abhängigkeit zu der Veränderung des Abflusses beschrieben wird. Dabei wird zu Grunde gelegt, dass große Abflussschwankungen im Zusammenhang mit NAE stehen. Geringe Abflussschwankungen stehen demgegenüber im Zusammenhang mit Trockenwetter sowie mit lang anhaltenden NAE.

Wird die Fracht in Abhängigkeit des Durchflusses aufgetragen, können die Emissionskonzentrationen verglichen und hinsichtlich der Gewässerbelastung eingeordnet werden. In Bild 5.15 wird die emittierte Fracht der untersuchten Parameter dem Abfluss des Kläranlagenablaufs gegenübergestellt. Die Messwerte von CSB (hom) und Ammonium verhalten sich anders als der Parameter AFS. Zu beachten ist, dass die Werte auf einer logarithmischen Skala aufgetragen wurden; zur Visualisierung wurde eine lineare Funktion in das Diagramm eingetragen.

Die Ammonium- und die CSB-Frachten zeigen im Prinzip einen linearen Verlauf. Das deutet darauf hin, dass in vielen Fällen unabhängig von der Änderung des Abflusses von einer konstanten Ablaufkonzentration ausgegangen werden kann. Allerdings streuen die Werte sehr stark. Die Messwerte zu den AFS streuen noch deutlich breiter, so dass nicht von einem linearen Verlauf ausgegangen werden darf.

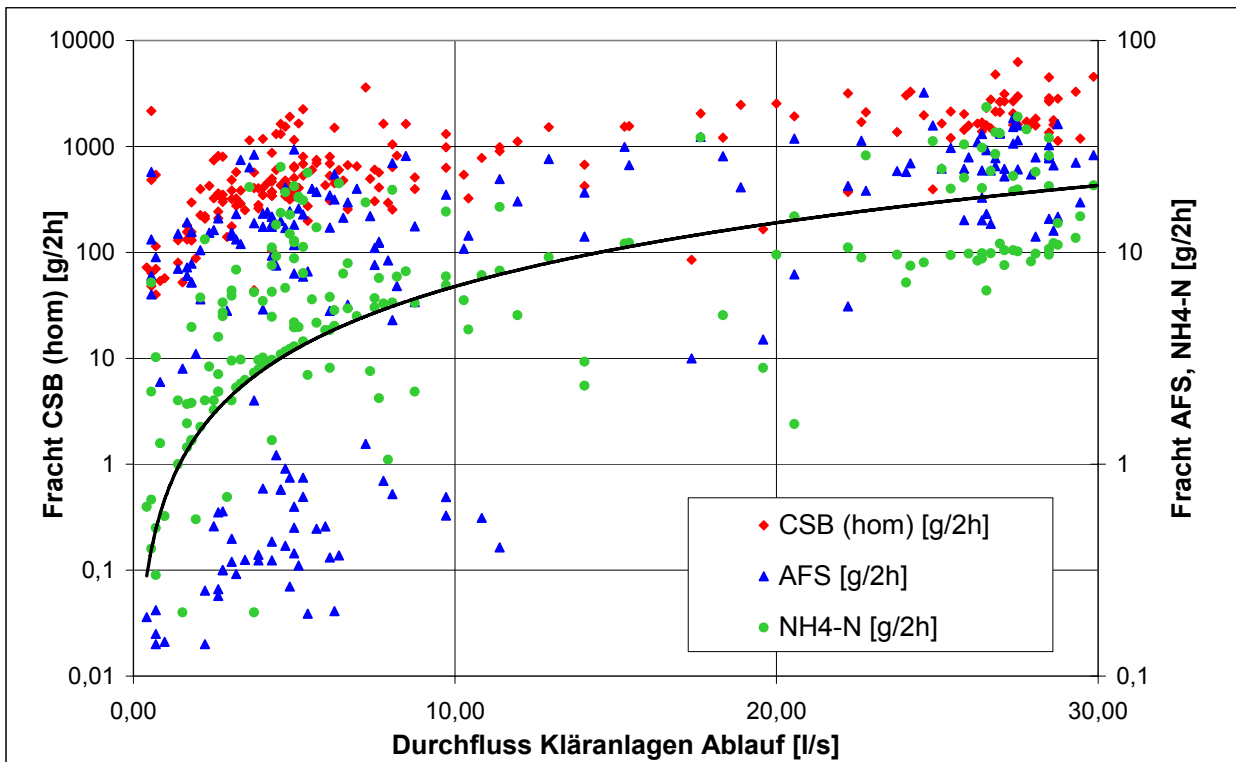


Bild 5.15: Emissionen der Kläranlagen als Frachten von $\text{NH}_4\text{-N}$, CSB (hom) und AFS in Anhängigkeit des Durchflusses

Um die Einflüsse der Dynamik des Abflusses insbesondere auf den Parameter AFS weiter zu analysieren, wurde die im folgenden Kapitel erläuterte Clusteranalyse durchgeführt.

5.2.6.5 Vorgehensweise der Clusteranalyse für AFS

Um die in Bild 5.15 sichtbaren starken Unterschiede bei der Emission von AFS zu untersuchen, werden die Wertepaare in drei Gruppen (Cluster) eingeteilt. Die Paare werden zu den drei Gruppen über den Durchfluss und die Fracht zugeordnet.

Tabelle 5.3: Grenzen für die Einteilung der Messwerte AFS in die drei Cluster

		Durchfluss [l/s]	AFS-Fracht [g/2h]	Emissionspotential
Cluster 1	C1	< 10	< 8	gering
Cluster 2	C2	< 10	> 11	hoch
Cluster 3	C3	> 20	> 11	hoch
$Q_{T,max} = 10 \text{ l/s}$,				

Dabei werden die in Tabelle 5.3 aufgeführten Wertegrenzen verwendet. Der Übergangsbereich, in dem der Durchfluss zwischen $Q_{T,max} = 10$ und $2 \cdot Q_{T,max} = 20 \text{ l/s}$ liegt, wird nicht in eine eigene Gruppe aufgenommen, da dort keine ausreichende Anzahl von Werten vorliegt. Da im Zusammenhang mit Spülstößen die Dynamik des Abflusses von Interesse ist, wird die Anzahl von Wertepaaren auf die Veränderung des Durchflusses gegenüber dem

vorhergehenden Zeitschritt bezogen und anschließend aufsummiert. Anschließend werden die so erhaltenen Summen der drei Cluster mit der Gesamtzahl der Wertepaare mit einer bestimmten Durchflussänderung ins Verhältnis gesetzt.

5.2.6.6 *Ergebnisse der Clusteranalyse für AFS*

Nach Durchführung der Clusteranalyse ergibt sich das in Bild 5.16 dargestellte Ergebnis. In Bild 5.16 ist die Häufigkeit dargestellt, mit der das Emissionspotential, das den einzelnen Clustern zugeordnet wurde, in Abhängigkeit der Veränderung des Durchflusses auftritt. Zudem sind zur Visualisierung die linearen Trends ausgewiesen. Von Interesse sind besonders die Cluster C2 und C3, da diese mit erhöhten Emissionen verbunden sind.

Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass die ersichtlichen Unterschiede in den Emissionspotentialen auf den hydraulischen Zuflussbedingungen beruhen. Bei einer großen Zunahme und einer starken Reduzierung des Durchflusses ist ein hohes Emissionspotential (Cluster 2 und 3) vorzufinden. Dabei ist ersichtlich, dass bei einer Zunahme des Abflusses ausgehend von $7 \text{ l/(s} \cdot 2\text{h)}$ erst starke Auswirkungen zu beobachten sind, während sich bei Reduzierung des Abflusses die gleichen Veränderungen schon ab einer Reduzierung des Abflusses von mehr als $4 \text{ l/(s} \cdot 2\text{h)}$ abzeichnen. Zudem wird deutlich, dass das Emissionspotential bei extremer Verringerung des Abflusses ausgehend von $20 \text{ l/(s} \cdot 2\text{h)}$ wieder abnimmt. Aus der vorliegenden Analyse ist nicht ersichtlich, ob der Anstieg der AFS-Fracht bei starker Zunahme des Durchflusses auf eine Verdrängung von Belebtschlamm in die Nachklärung oder auf Spülstoßeffekte im Zulauf zurückzuführen ist.

Unter stationären Verhältnissen ist das Emissionspotential am geringsten. Bei stationären Verhältnissen verbessern sich die Absetzeigenschaften in der Strömung. Zudem steigt bei fortgeschrittener Regendauer die Wahrscheinlichkeit, dass der Spülstoß vorüber ist. Weiter ist festzustellen, dass selbst bei gleichmäßigem Abfluss in 50% der Fälle ein hohes Emissionspotential vorliegt. Dies kann auf die Rückführung der innerhalb des Regenbeckens abgesetzten Abwasserinhaltsstoffe am Ende des Niederschlagabflussereignisses beruhen.

5.2.6.7 *Vorgehensweise der Clusterung von Ammoniumstickstoff und vom Chemischen Sauerstoffbedarf*

Da es sich bei Ammoniumstickstoff vollständig und bei der homogenisierten CSB-Probe teilweise um gelöste Stoffe handelt und nicht die Auswirkungen der hydraulischen Welle auf die Kläranlage Gegenstand der Untersuchungen sind, wird die Einteilung der Cluster angepasst. Dazu wird angenommen, dass dann ein Verdünnungseffekt (Cluster 1) bzw. eine Aufkonzentrierung (Cluster 3) vorliegt, wenn die mittleren Verhältnisse (Cluster 2) um mehr als 50 % unter- bzw. überschritten werden, vgl. Bild 5.17.

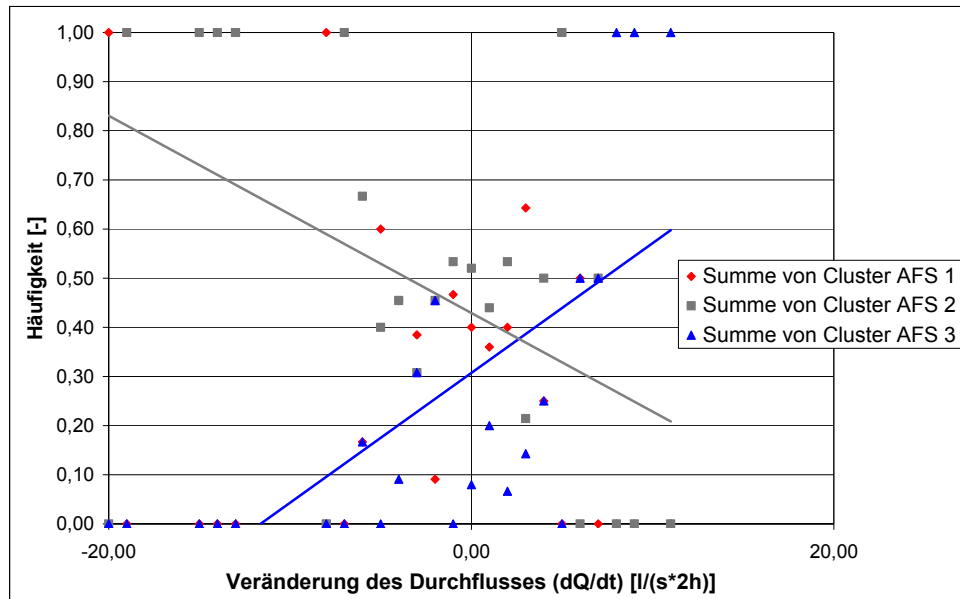


Bild 5.16: Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter abfiltrierbare Stoffe (AFS) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses

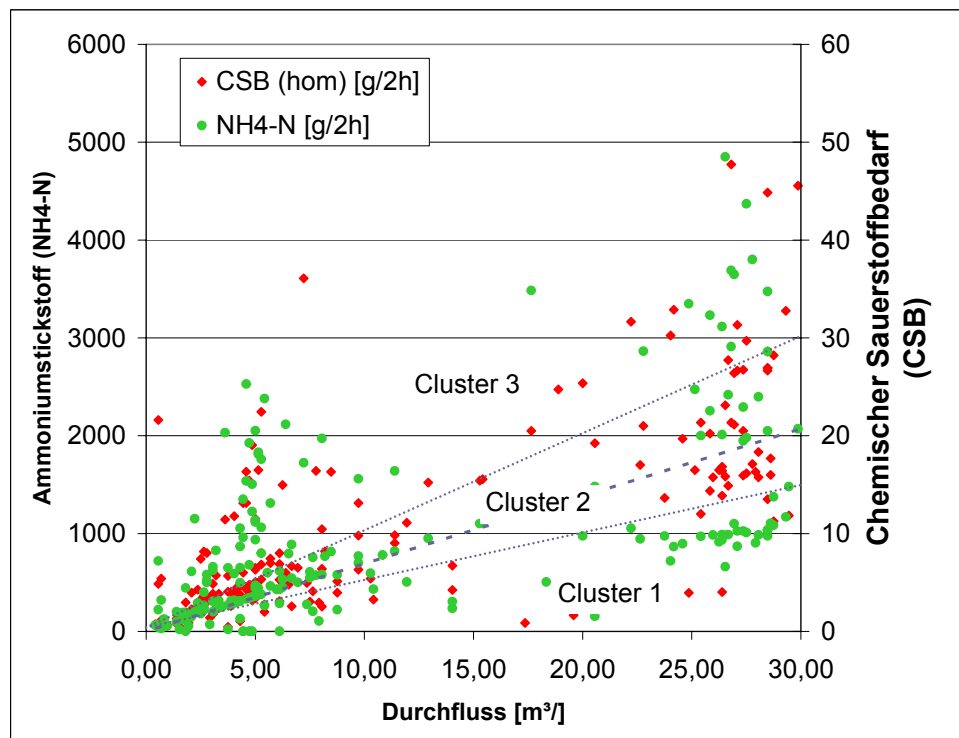


Bild 5.17: Einteilung der Werte in drei Cluster mit unterschiedlichem Emissionspotential als Abweichung vom Mittelwert (Mw)

5.2.6.8 *Ergebnisse der Clusteranalyse von Ammoniumstickstoff und vom Chemischen Sauerstoffbedarf*

Die Ergebnisse der Clusteranalysen für die Parameter Ammoniumstickstoff und Chemischem Sauerstoffbedarf sind in Bild 5.18 und in Bild 5.19 dargestellt. Um den Trend klarer erscheinen zu lassen, wurden wiederum die Trendlinien eingezeichnet. Grundsätzlich ist bei beiden Ergebnissen ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Von besonderer Bedeutung ist Cluster 3, da dieser mit erhöhten Ablaufwerten verbunden ist.

Während sich bei starker Zunahme des Abflusses (ΔQ_z) von mehr als $6 \text{ l/(s} \cdot 2\text{h)}$ keine Erhöhung des Emissionspotentials zeigt, steigt die Häufigkeit von Ereignissen in einer Klasse mit abnehmenden Durchflussraten an. Ab einem Rückgang ΔQ_z von $6 \text{ l/(s} \cdot 2\text{h)}$ werden 50 % der Wertepaare erhöhten Emissionen zugeordnet. Dieser Effekt verstärkt sich nach Ereignissen, bei denen eine hohe Belastung der Kläranlage mit Mischwasser stattfand. Fällt der Abfluss in diesem Fall stark ab, steigt die Häufigkeit der Ereignisse an, bei denen überproportionale Emissionen zu verzeichnen waren.

Aus der Auswertung ist zu schließen, dass sich die Dynamik der Kläranlagenbelastung auch auf den Ablauf auswirkt. Ein Anstieg der Konzentrationen um mehr als 50 % ist allerdings nicht bei ansteigenden Durchflüssen zu beobachten. Die Erhöhung der Konzentrationen bei einem Rückgang des Durchflusses ist jedoch auffällig.

Ersteres ist darauf zurückzuführen, dass der Spülstoß bei den den Messwerten zugrunde liegenden Ereignissen zeitlich kurz ausfällt. Ein kurzer Spülstoß wird durch die 2h-Mischprobe nur unzureichend erfasst.

Die Erhöhung der Fracht am Ende des Regeneignisses wird von der Verlagerung der Fracht ins Regenbecken ausgelöst. Bei zurückgehenden Zuflüssen ins Regenbecken und fallenden Wasserständen beginnen, die während der Einstauphase sedimentierten Partikel im Regenbecken wieder zu resuspendieren. Die Reinigungsmaßnahme erhöht die Frachten des gespeicherten Mischwassers über das Maß des Mischwasserzuflusses hinaus. Dadurch ergibt sich eine zweite Belastungsschwankung am Ende des Regeneignisses. Diese Erklärung stimmt mit Beobachtungen von BRUNS (1999) über den Mischwasserzufluss zu Kläranlagen überein.

Es ist davon auszugehen, dass weitere Erkenntnisse gewonnen werden könnten, wenn die zeitliche Auflösung der Konzentrations- und Durchflussdaten in folgenden Messkampagnen erhöht werden könnte.

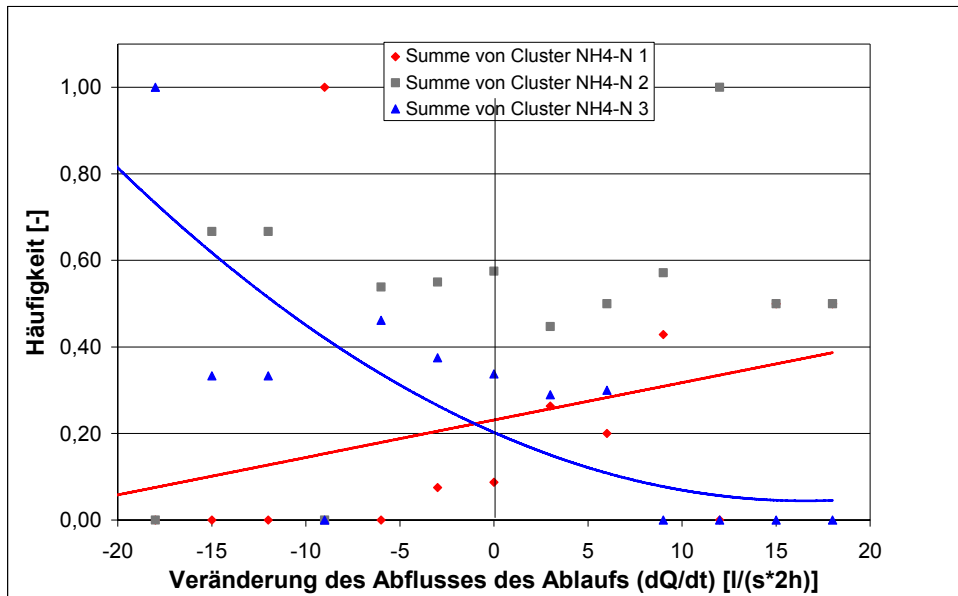


Bild 5.18: Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses

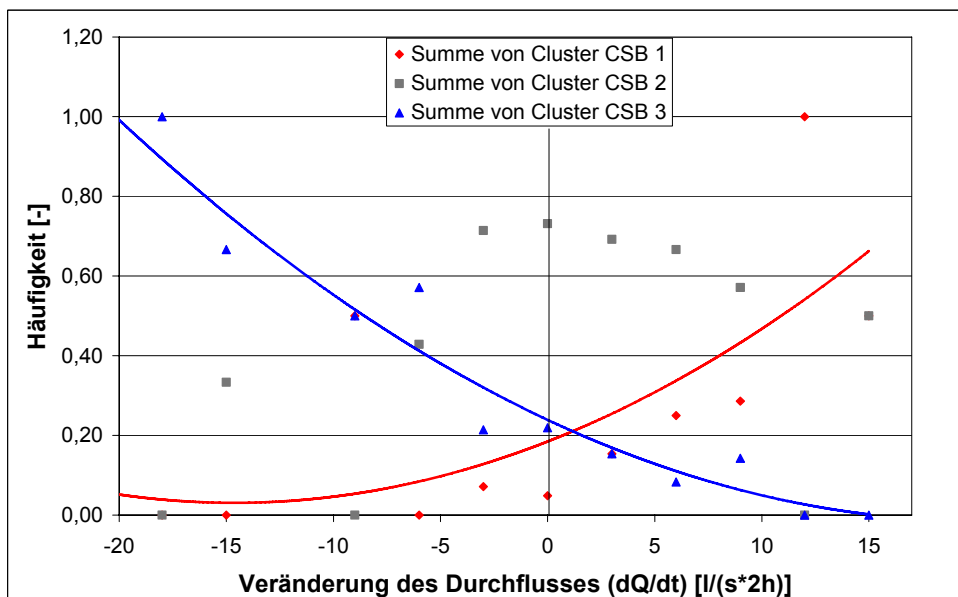


Bild 5.19: Ergebnis der Clusteranalyse für den Parameter Chemischer Sauerstoffbedarf (CSB) dargestellt als Häufigkeit in einer Klasse der Überschreitung eines Kriteriums in Abhängigkeit zur Veränderung des Durchflusses

5.3 Schlussfolgerungen

An Hand der Untersuchungen der Schmutzfrachtstöße sowie der Dynamik der Regenereignisse lassen sich folgende Schlüsse ziehen.

- Mit dem dimensionslosen Parameter Schmutzfrachtstoß, der die Verteilung der Schmutzfracht während eines Niederschlagsabflussereignisses beschreibt, kann die Intensität des Spülstoßes mit einem einzigen Parameter quantifiziert werden. Dadurch ist dieser Parameter auch geeignet, den Erfolg von Spülkonzepten zu überprüfen.
- An allen Messstellen treten in Abhängigkeit des Wettergeschehens sowohl Schmutzfrachtstöße als auch Verdünnungswellen auf.
- Die Auswertung der Messstellen Zulauf Regenbecken, Ablauf Klärüberlauf, Zulauf und Ablauf der Kläranlagen ergibt an allen Stellen Schmutzfrachtstöße. Allerdings unterscheidet sich die Höhe des Spülstoßparameters an den einzelnen Messstellen. Im Zulauf zum Regenbecken ist er am größten, während er im Ablauf der Kläranlage am geringsten ist.
- Nach einer Grenztrockenwetterzeit, die zwischen einem und zwei Tagen liegt, steigt der Spülstoß stark an.
- Die Clusteranalyse der Werte aus den 2h-Mischproben des Kläranlagenablaufs zeigt, dass für den Parameter AFS bei hohen Durchflussschwankungen auch hohe Frachten emittiert werden. Für die Parameter, die auch gelöste Stoffe beinhalten, ist nur bei starker Abnahme eine erhöhte Fracht zu beobachten. Dies wird auf den Ablauf des Regenbeckens im Nachgang an ein Regenereignis zurückgeführt.

6 Numerische Untersuchungen

6.1 Schmutzfrachtmodellierung

6.1.1 Eigenschaften des hydrologischen Schmutzfrachtberechnungsprogramms Moment

6.1.1.1 *Allgemeines*

Zur näheren Untersuchung des Stofftransportes wurden numerische Untersuchungen durchgeführt. Sie schließen das Kanalnetz des Ortsteils Hoetmar und die Regenwasserentlastungsanlage ein. Das numerische Modell wurde in der Programmumgebung Moment 7.0 aufgestellt. Das Akronym Moment steht für Modellierung von Mischwasserentlastungen.

Moment ist ein hydrologisches Schmutzfrachtberechnungsprogramm. Eine detaillierte Beschreibung der Eigenschaften des Programms findet sich in BGS (2003). Es verwendet lineare Transferfunktionen zur Abbildung der Translation und der Retention sowohl an der Oberfläche bei der Abflussbildung als auch bei der Abflusskonzentration, beim Abflusstransport und bei der Abflussaufteilung.

Das Programm dient der Modellierung von Mischwasserentlastungen. Mit Hilfe des Programms können Mischwasserbehandlungsmaßnahmen konzipiert und berechnet werden. Zudem kann wichtigen hydrologischen und hydraulischen Fragestellungen aus ingenieurwissenschaftlicher Sicht nachgegangen werden. So kann beispielsweise der Regenwasserabfluss in die Kanalisation überprüft werden. Die Drosselung des Mischwasserabflusses zur Kläranlage und die damit verbundene Entlastung aus dem Kanalnetz können auf vertretbare Weise optimiert werden. Des Weiteren können mögliche Einzel- oder Erweiterungsmaßnahmen einfach dargestellt und deren Auswirkungen untersucht werden.

Dabei bestehen die Vorteile dieses Programms vor allem darin, dass das Rückstauvolumen in den Zulaufkanälen von Regenüberlaufbecken automatisch mit ausgewiesen und in der Berechnung mit angesetzt wird. Die Kennlinien von Entlastungsanlagen und Trennbauwerken werden automatisch berechnet. Das Programm enthält alle Bewertungsmaßstäbe aus dem ATV Arbeitsblatt A128. Der Regenwetterabfluss aus Trenngebieten kann ohne umständliche Ersatzsysteme direkt gemäß ATV Arbeitsblatt A128 simuliert werden.

6.1.1.2 *Abflussbildung*

Der Niederschlag, der auf eine angeschlossene Fläche fällt und zum Abfluss führt, wird durch unterschiedliche Prozesse vermindert. Aus der Differenz zwischen Niederschlagsmenge und der Summe aus Verdunstung, Muldenverlusten sowie Infiltration in den Bodenraum wird der sogenannte Speicherterm des effektiven Niederschlags bzw. Oberflächenwasservorrats ermittelt. In Wintermonaten kann die Schneespeicherung entsprechend berücksichtigt werden.

Die Verdunstung wird über einen sich im Jahresgang und im Tagesverlauf verändernden Ansatz berücksichtigt, der pausschal von einer potentiellen jährlichen Verdunstungsmenge von 654 mm/a ausgeht. Die Muldenverluste werden mit den vorhandenen Durchflussmessungen kalibriert.

Die Infiltration von durchlässigen Flächen wird unter Einbeziehung der Vorgeschichte über einen 21-tägigen Vorregenindex mit dem Soil-Conservation-Service (SCS-Verfahren) abgebildet. Der aus diesem Verfahren resultierende Abflussbeiwertansatz ist abhängig von einem Modellparameter, dem CN - Wert, der von den Boden- bzw. Versickerungseigenschaften abhängt (BGS, 2003).

6.1.1.3 *Abflusskonzentration*

Die Abflusskonzentration bildet die Abflussprozesse an der Oberfläche eines Einzugsgebietes ab. Da bei der hydrologischen Schmutzfrachtberechnung im Gegensatz zu der hydrodynamischen Wasserspiegellagenberechnung nur die Hauptsammler und Transportkanäle für den Abflusstransport herangezogen werden, werden die Abflusstransportprozesse in den Nebensammlern unter der Abflusskonzentration subsumiert.

Der Abfluss, der in durchlässige und undurchlässige Flächen aufgeteilt wird, wird mit Hilfe von Parallelspeicherkaskaden mit drei Speichern je Linie berechnet. Die Speicherkonstante k ergibt sich aus der maximalen Fließzeit im Teileinzugsgebiet (inkl. Nebensammlern) und der Anlaufzeit, die über die zugehörige Neigungsgruppe der Oberfläche ermittelt wird. Anschließend wird der Trockenwetterabfluss, der aus häuslichem, gewerblichem und industriellem Schmutzwasser, Fremdwasser und Einzeleinleitungen bestehen kann, überlagert (Superpositionsprinzip) (BGS, 2003).

6.1.1.4 *Abflusstransport*

Der Abflusstransport bzw. die Abflustransformation wird mit Hilfe des Transportelements Sammler abgebildet. Dabei sind zwei wesentliche Prozesse einzuschließen, nämlich die Laufzeitverschiebung (Translation) und die Dämpfung der Ganglinien (Retention). Sofern die Sammlergeometrien vorhanden sind, wird die Wellenablaufberechnung nach Kalanin-

Miljukov berechnet. Aus den hydraulischen Kennwerten eines Sammlers wird rekursiv mit Hilfe der Widerstandsbeziehung von Prandtl-Colebrook und einer symmetrisch an die Berechnungszeitschritte angepassten charakteristischen Berechnungslänge der Abfluss am Ende des Sammlers berechnet (BGS, 2003).

Da in *Moment* keine Berücksichtigung der Akkumulation und Abtragsgleichungen vorhanden ist, wie es im ATV-Arbeitsblatt vorgesehen ist und derzeit die gängige Simulationspraxis in Deutschland darstellt, werden die Emissionsverhältnisse über die Konzentrationen der Schmutzstoffe der einzelnen Abflusskomponenten eingestellt. Daher wird eine Veränderung der Emissionssituation nach Implementierung einer quasi-kontinuierlichen Reinigungsstrategie an geringeren Regenwasserkonzentrationen im kalibrierten Modell sichtbar.

6.1.2 Aufstellung des Schmutzfrachtmodells

6.1.2.1 *Beschreibung der Systemelemente*

Zur Aufstellung des Kanalnetzmodells von Hoetmar lagen Stammdaten aus einer Kanalnetzdatenbank und digitale Bilder aus einer Überfliegung zur Verfügung. Die im ISYBau-Format (OFD, 2007) vorliegenden Daten wurden in die von *Moment* vorgegebene Datenstruktur umgewandelt. Die Teileinzugsgebiete wurden in Kategorien der Entwässerungsart und des Ablagerungsvorkommens eingeteilt. Die Sonderbauwerke wurden in Augenschein genommen, vermessen und entsprechend in das Modell aufgenommen. Die Kenndaten des Regeüberlaufbeckens wurden aus dem Bestandsplan entnommen.

Das Gebiet lässt sich in zweiundzwanzig Teilgebiete einteilen, die sich wiederum in zwei globale Stränge gliedern. Beide Stränge setzen sich aus Misch- und Trennkanalisation zusammen, wobei die trennentwässerten Flächen einen kleinen Anteil darstellen und keinen Regenabfluss bereit stellen. Im südlichen Teilgebiet befinden sich zwei Verzweigungsbauwerke, welche aber keine Entlastung haben. Die Abschlüsse der beiden Teilgebiete werden durch jeweils ein Trennbauwerk gebildet. Die Trennbauwerke entlasten über eine Pumpe in das Regenüberlaufbecken. Die ersten Abläufe der Trennbauwerke sowie des Regenüberlaufbeckens bilden den Zufluss zur Kläranlage. Die Kläranlage wird über einen Drosselzufluss von 27 l/s beschickt.

Das vorhandene Kanalnetz wurde in kanalisierte Flächen (Misch- und Trenngebiet), Sammler, Verzweigungsbauwerke, ein Regenüberlaufbecken und eine Kläranlage aufgeteilt. Zur Unterscheidung der einzelnen Elemente wurden verschiedene Kennungen benutzt. Kanalisierte Flächen mit einem Mischsystem sind durch ein F gekennzeichnet, kanalisierte Flächen mit einem Trennsystem durch ein T und Sammler durch ein S. Sofern es sich bei Bauwerken um Becken handelt, wurden diese durch ein B gekennzeichnet;

handelt es sich um Verzweigungs- oder Trennbauwerke, werden diese durch ein V als ersten Buchstaben gekennzeichnet.

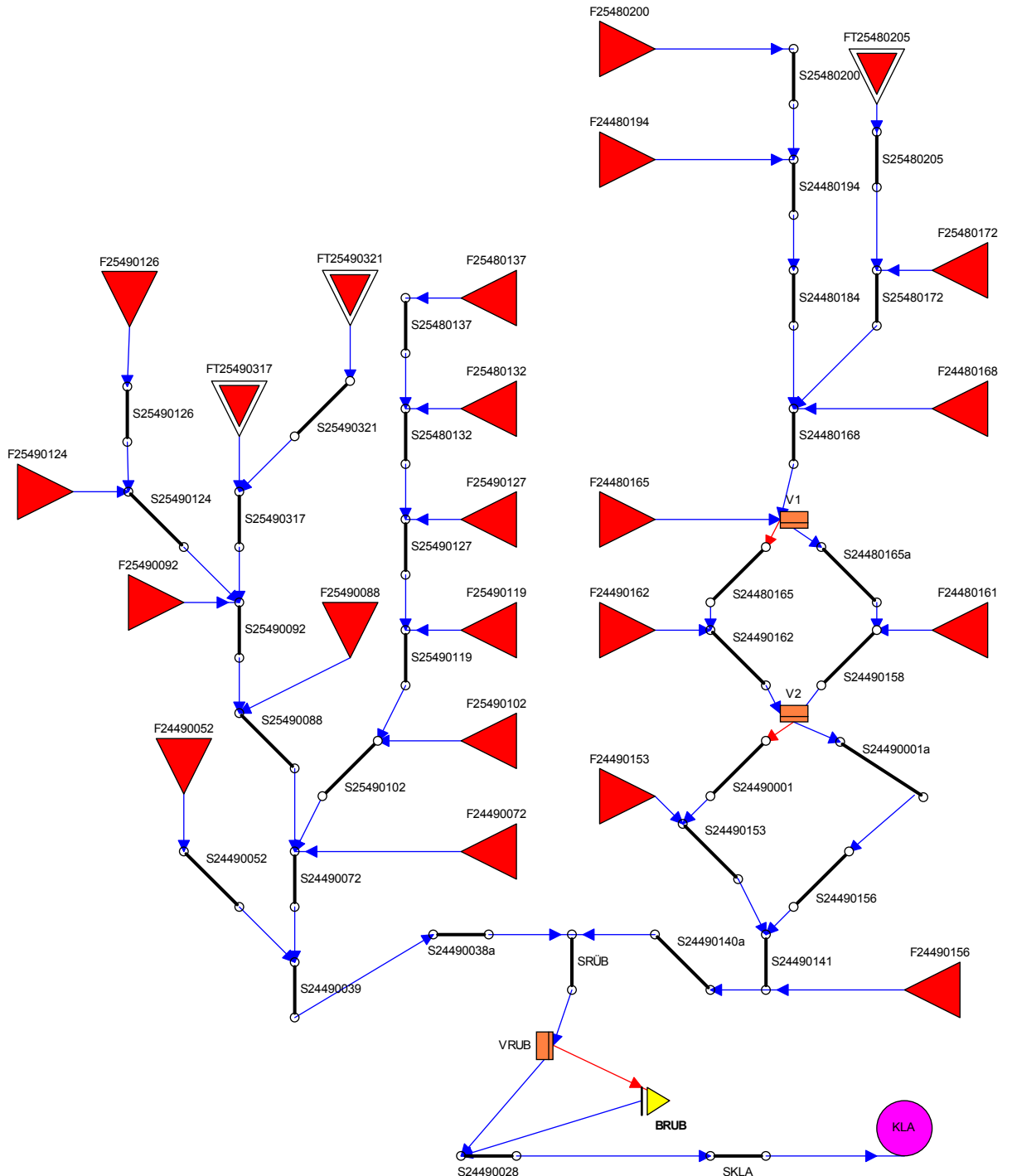


Bild 6.1: Systemskizze des aufgestellten Schmutzfrachtmodells für das Einzugsgebiet der Kläranlage Hoetmar (Weg-Datei)

6.1.2.2 *Einteilung des kanalisierten Einzugsgebiets*

Jeder Schachtnummer sind eine Fläche A_{EK} sowie eine versiegelte Fläche A_U zugeteilt. Alle kanalisierten Flächen des Systems wurden in Teileinzugsgebiete zusammengefasst. Die erste grobe Aufteilung erfolgte durch die Differenzierung in trenn- und mischgebiets-entwässernde Gebiete. Die Kennung der einzelnen kanalisierten Flächen besteht aus einem F (bzw. zur schnelleren Erkennung von Trennsystemen zusätzlich ein T) und der niedrigsten Nummerierung der dem entsprechenden Teileinzugsgebiet zugeordneten kanalisierten Fläche.

Auf eine weitere Unterteilung der Trenngebiete kann hier verzichtet werden. Zunächst wird davon ausgegangen, dass aus den Trenngebieten kein Regenabfluss durch Fehlan-schlüsse oder Sickerwasser in das Mischwasserkanalnetz eingeleitet wird. Eine weitergehende Berücksichtigung von Fehlan-schlüssen oder Sickerwasser ist nicht vorgesehen. Dies könnte über eine Abschätzung der entsprechenden versiegelten Fläche geschehen.

Eine Unterteilung der Mischgebiete wurde orographisch, also den Abflussverhältnissen folgend, sowie an markanten Stellen vorgenommen, wie zum Beispiel an Vergrößerungen des Querschnitts des Hauptsammlers und an Vereinigungsbauwerken.

6.1.2.3 *Sammler*

Als Sammler wurden die einzelnen Kanalstrecken, bei denen es zu keiner großen Änderung in der Neigung oder im Kanalquerschnitt kommt, zusammengefasst. Die Sammler wurden durch ein S plus der niedrigsten zugehörigen Nummerierung seiner Elemente gekennzeichnet. Zu jeder kanalisierten Fläche gehört ein Sammler. Bei großen Veränderungen des Rohrquerschnitts wurde die Strecke in mehrere Sammler unterteilt.

Da es sich um instationäre Strömungsvorgänge handelt, dienen die Sammler nicht nur dem Transport, sondern auch der Speicherung von Wasser. Um die Kanal-Rückstau-Volumina oberhalb von Verzweigungen, Regenüberläufen und Becken berechnen zu können bzw. den Rückstau-Einfluss des unterhalb liegenden Systems auf die Drosselwirkung von Abschlagsbauwerken berechnen zu können, wurden dem Programm alle geometrischen Daten zur Verfügung gestellt. Die Angaben für einen Sammler setzten sich aus seinem Kreisquerschnitt, seiner Länge, dem Sammlergefälle sowie seiner Rauheit zusammen. Das statische Rückstauvolumen wird dann von MOMENT berechnet.

6.1.2.4 *Regenbecken, Trennbauwerke und Verzweigungsbauwerke*

Regenüberlaufbecken, an einem B erkennbar, Trennbauwerke und Verzweigungsbauwerke, beide durch ein V gekennzeichnet, sind als Bauwerke definiert. In dem vorhandenen System sind ein Regenüberlaufbecken, zwei Trennbauwerke und zwei Verzweigungsbauwerke vorzufinden. Dem hoch aufgestellten Regenüberlaufbecken ist außerdem

eine Pumpe vorgeschaltet. Da dem Regenüberlaufbecken zwei Trennbauwerke vorgeschaltet sind, kann MOMENT die Höhenstandsabflussbeziehung nicht eindeutig aufstellen. Das Problem ergibt sich daraus, dass das Programm MOMENT Regenüberlaufbecken im Nebenschluss mit nur einem Trennbauwerk vorsieht, das Regenüberlaufbecken in dem vorliegenden Gebiet aber von zwei Trennbauwerken beschickt wird und der Abfluss des Regenüberlaufbeckens nicht über die Trennbauwerke geleitet wird. Daher wurden die beiden Trennbauwerke modelltechnisch auf ein einziges reduziert, das auch den Drosselablauf zur Kläranlage weiterleitet. Das Regenüberlaufbecken ist im Nebenschluss angeordnet. Es ist so tief gelegt, dass es sich im freien Gefälle füllt, so dass auf die Anordnung des Pumpwerkes verzichtet werden konnte. Bei allen Bauwerken wurden die hydraulischen Kennlinienberechnungen mit MOMKL durchgeführt. Mit MOMKL werden die Volumenverhältnisse berücksichtigt, die aus Rückstau, Drosselung und Speicherbauwerken resultiert.

Bei den zwei Verzweigungen (V1 und V2) handelt es sich um Aufteilungsbeiwerte ohne Speicherraum. Den Verzweigungsbauwerken fällt hier keine besondere Funktion zu.

6.1.3 Ergebnisse der Kontinuumssimulation mit Moment

6.1.3.1 *Ergebnisse der Berechnung mit dem Zentralbeckenansatz*

In einem ersten Schritt wurde mit dem entwickelten Schmutzfrachtmodell die Berechnung mit einem Zentralbecken den Anforderungen nach ATV – A 128 (N. N. 1992) folgend durchgeführt. Bei der Berechnung mit dem Zentralbeckenansatz werden keine Volumina als Speicher in die Berechnung eingeschlossen, die aus Rückstau innerhalb des Netzes resultieren. Zugrunde gelegt wurde eine einjährige Regenreihe mit einer Jahresniederschlagshöhe von $h_{Na} = 825$ mm. Die zulässige jährliche Entlastungsrate wurde zu $e_0 = 20$ % bestimmt. Aus 22 Entlastungsereignissen wird ein Volumen von ca. 16.000 m³ entlastet. Der Beckenüberlauf schlägt bei keinem Ereignis an. Die mit dem Entlastungsvolumenstrom assoziierte Schmutzfracht (SF_e) wird mit 1.931 kgCSB und 2.382 kgAFS angegeben.

6.1.3.2 *Regenreihe Hoetmar*

Zunächst wurden die Verlustbeiwerte des Berechnungsmodells mit Hilfe der Messdaten vom Regenereignis des 27.05.2007 kalibriert. Einem berechneten Entlastungsvolumen von 158 m³ steht ein gemessener Wert von 163 m³ gegenüber. Anschließend wurde die gesamte Regenreihe genutzt, die während des Messzeitraumes von Mai bis Oktober 2007 gewonnen wurde, um die Entlastungsfrachten zu bestimmen. Die Zeitreihe der Berechnungsergebnisse ist in Bild 6.2 abgebildet.

Bei der Langzeitkontinuumssimulation werden im Gegensatz zur Berechnung mit dem Zentralbeckenansatz Volumina aktiviert, die durch Rückstau im Entwässerungsnetz entstehen. Im Schmutzfrachtmodell zu Hoetmar werden zusätzlich 30 m³ Kanalnetzvolumen als Speicher realisiert.

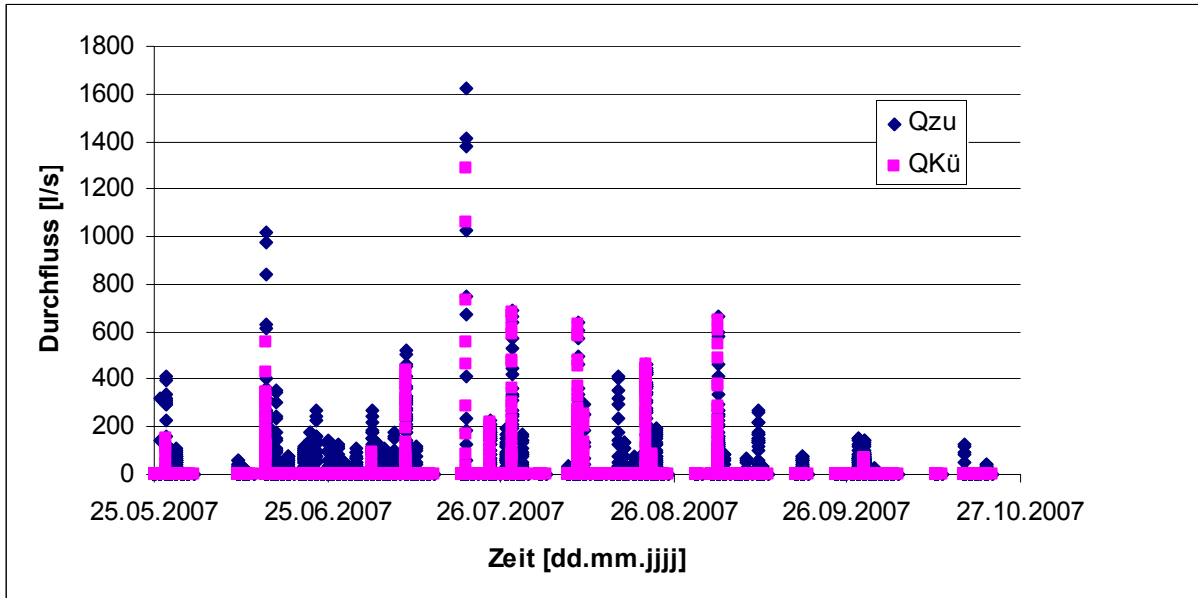


Bild 6.2: Zeitreihe der berechneten Zuflüsse ins Regenüberlaufbecken (Q_{zu}) und über den Klärüberlauf ($Q_{kü}$) für den Messzeitraum

Die Berechnungsergebnisse lassen sich mit den globalen Kenngrößen wie folgt zusammenfassen. Die Schmutzfracht, die zur Entlastung kommt wird zu 2.067 kgCSB bzw. 2.529 kgAFS bestimmt. Durchschnittlich wird eine spezifische Entlastungsfracht von 144 kgCSB/(ha undurchlässiger Fläche) emittiert. Insgesamt werden den Berechnungen folgend 17.472 m³ Mischwasser mit einer mittleren Entlastungskonzentration von 118 mgCSB/l entlastet. Die maximale Entlastungskonzentration ist 142 mgCSB/l.

Bei der Analyse der Berechnungsergebnisse wurde deutlich, dass systematisch durch das verwendete Schmutzfrachtmodell Moment ein Berechnungsfehler verursacht wird, wenn Regenereignisse von langer Dauer sind oder zwei Regenereignisse aufeinander folgen, ohne dass das Speichervolumen des Beckens vollständig entleert wird. Der Berechnungsfehler entsteht durch den Ansatz, dass der maximale Abfluss zur Kläranlage auf 30 l/s begrenzt ist. Die Grenze, die im numerischen Modell strikt eingehalten wird, wird in Wirklichkeit über eine Drosselstrecke realisiert, dessen Kapazität von den Druckverhältnissen abhängt. So werden in Realität größere Abflüsse in Richtung Kläranlage geleitet, die zu einem geringeren Entlastungsvolumen führen, da sich das Speichervolumen schneller wieder herstellt. Dieses Problem könnte durch die Einführung einer Steuerung gelöst werden, die aber in der vorliegenden Momentversion nicht verfügbar ist.

Da für einen Vergleich des Erfolges von Reinigungsstrategien mit Schwallspüleinrichtungen besonders die Ereignisse von Interesse sind, die eine vorangegangene Trockenwetterperiode von mehr als einem Tag aufweisen, ist davon auszugehen, dass das Speichervolumen des Beckens vollständig zur Verfügung steht. Die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse des Schmutzfrachtmodells und der Messwerte ist in Tabelle 6.1 zu finden.

Tabelle 6.1: Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen der hydrologischen Schmutzfrachtberechnung

Datum des Entlastungsereignisses	Entlastungsvolumen [m ³] (Moment)	Entlastungsvolumen [m ³] (Messung)	CSB-Schmutzfracht [kg] (Moment)	CSB-Schmutzfracht [kg] (Messung)	Dauer der vorangehenden Trockenwetterperiode [d]
27.05.2007	158	163	17,4	7	1,75
14.06.2007	1.634	1.153	190,0	1)	2
03.07.2007	70	0*	8,7	-	0,9
09.07.2007	1.180	0*	137,0	-	0,5
20.07.2007	1.404	767	158,8	1)	5
24.07.2007	427	827	52,8	29	1,5
28.07.2007	1.690	820	194,6	1)	0,5
09.08.2007	3.439	3.387	407,3	107	0,7
21.08.2007	3.631	2.169	420,9	438	1
03.09.2007	1.963	783	222,5	12	
29.09.2007	1.876	1.420	257,1	21	0,7

1) Messung am Klärüberlauf unvollständig; *) kein Volumen entlastet

6.1.3.3 Ergebnisse der Langzeitkontinuumssimulation

Die Langzeitkontinuumssimulation wurde mit einer 42 jährigen Regenreihe aus mit einer mittleren Niederschlagshöhe von 825 mm durchgeführt, was den Verhältnissen in Hoetmar entspricht. Die Berechnungen wurden mit den kalibrierten Eingangsgrößen berechnet.

Die Berechnungsergebnisse lassen sich mit den globalen Kenngrößen wie folgt zusammenfassen. Die Schmutzfracht (SF_e), die zur Entlastung kommt wird zu 1.552 kgCSB bzw. 1.884 kgAFS bestimmt. Durchschnittlich wird eine spezifische Entlastungsfracht von 108 kgCSB/ha undurchlässiger Fläche emittiert. Insgesamt werden den Berechnungen folgend 13.097 m³ Mischwasser mit einer mittleren Entlastungskonzentration von 118 mgCSB/l entlastet. In der Spitze steigt die Entlastungskonzentration auf ein Maximum von 154 mgCSB/l.

6.1.4 Schlussfolgerungen zur Schmutzfrachtberechnung

Aus den Untersuchungen mit dem numerischen Schmutzfrachtmodell können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden.

- Die Schmutzfrachtberechnung mit Moment ist geeignet, die Auswirkungen eines Spülstoßes auf die Regenwasserbehandlungsanlagen darzustellen. Dazu können die Regenwasserkonzentrationen verschiedener Ereignisse analysiert werden.
- Als Referenzereignisse für die Gegenüberstellung des Ist-Zustandes und nach Umsetzung einer netzweiten Schwallspülung sollten keine extremen Intensitäten oder sehr langen Regendauern verwendet werden, ohne eine Steuerung in das System aufzunehmen. Die Berechnungsergebnisse aus der hydrologischen Schmutzfrachtberechnung sind bei Extremen mit größeren Fehlern behaftet. Beispiel hierfür könnte der Ansatz aus dem anglikanischen Sprachraum oder Belgien sein, bei dem Bemessungsregen verwendet werden.

6.2 Dynamische Kläranlagensimulation

6.2.1 Erstellung des numerischen Modells der Anlage

6.2.1.1 Allgemeines

Zur Modellierung der Kläranlage in Warendorf/Ortsteil Hoetmar steht die Software SIMBA[®] in der Version 5.1 zur Verfügung. Sie basiert auf dem Softwarepaket MATLAB[®] in der Version 7.3.0 (R2006b) zur Lösung der numerischen Berechnungen und zur grafischen Darstellung der Ergebnisse.

Zur Modellierung der Abwasserreinigungsanlage in Hoetmar werden zwei Modellansätze benötigt. Die biologischen Vorgänge in Belebungsbecken werden durch ein Belebtschlammmodell wiedergegeben und die Reinigungsprozesse im Tropfkörper durch ein Biofilmmodell.

Zur engeren Auswahl als Belebtschlammmodell standen das Activated Sludge Model No.1 (ASM1) und No.3 (ASM3). Die biologischen Vorgänge im Belebungsbecken werden durch die intermittierende Belüftung und durch das Schlammalter von mindestens 25 Tagen beherrscht. GUJER ET AL. (1999) beschreiben einen Defekt des ASM1, nämlich die nicht vorhandene Unterscheidung zwischen aeroben und anoxischen Bedingungen bezogen auf die Zerfallsraten der Nitrifikanten. Dies führt bei hohem Schlammalter zu Problemen bei der Vorhersage der maximalen Nitrifikationsraten. Bei MARQUOT ET AL. (2006) findet sich ein Versuch, eine Anlage mit intermittierender Belüftung und einem Schlammalter von mehr als 40 Tagen zu modellieren. Das dort benutzte ASM1 wurde u. a. um die Fraktion des gelösten, inerten Stickstoffs und um anoxische und aerobe Ertragskoeffizien-

ten für die Nitrifikanten erweitert. Die Verwendung eines unmodifizierten ASM1 scheint in diesem Fall nicht zweckmäßig. Die Modellierung der Kläranlage Hoetmar wird deswegen mit dem Activated Sludge Model No.3 durchgeführt, da in diesem Modell die beschriebenen Defekte behoben sind und es deswegen geeigneter für die Abbildung der intermittierenden Belüftung und des hohen Schlammalters erscheint.

Die biologischen Vorgänge im Tropfkörper werden mit einem Biofilm-Modellansatz abgebildet. Dazu wird das im Programm SIMBA enthaltene Biofilmmodell „ASM1biof“ verwendet. Es basiert auf einem modifizierten ASM1, in dem die partikulären, biologisch langsam abbaubaren Substrate (X_S) in einen gelösten Anteil (S_{XS}) und einen partikulären Anteil (X_S) aufgeteilt werden. Die Fraktion der partikulären Zerfallsprodukte (X_P) bleibt unberücksichtigt (vgl. PINNEKAMP UND HÖHN, 2005; SIMBA 5.1, 2006). Die Fraktionen des Biofilmmodells sowie des ASM 3 sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt.

Tabelle 6.2: Stoffgruppen des Activated Sludge Model No.3 und des Biofilmmodells „ASM1biof“

Activated Sludge Model No.3		Biofilmmodell „ASM1biof“	
Fraktion	Beschreibung	Fraktion	Beschreibung
S_O	Sauerstoff	S_I	Gelöste, inerte org. Stoffe
S_S	Gelöste, leicht abbaubare org. Stoffe	S_S	Gelöste, leicht abbaubare org. Stoffe
S_{NH}	Ammonium und Ammoniak	S_{XS}	Gelöste, langsam abbaubare org. Stoffe
S_{NO}	Nitrat und Nitrit	X_S	Partikuläre, langsam abbaubare org. Stoffe
S_{N2}	Stickstoff	X_{BH}	Aktive, heterotrophe Biomasse
S_{ALK}	Alkalinität	X_{BA}	Aktive, autotrophe Biomasse
S_I	Gelöste, inerte org. Stoffe	X_I	Partikuläre, inerte org. Stoffe
X_I	Partikuläre, inerte org. Stoffe	S_O	Sauerstoff
X_S	Partikuläre, langsam abbaubare org. Stoffe	S_{NO}	Nitrat und Nitrit
X_H	Heterotrophe Biomasse	S_{NH}	Ammonium und Ammoniak
X_{STO}	Zellinterne Speicherprodukte von X_H	S_{ND}	Gelöster, org. gebundener Stickstoff
X_A	Nitrifizierende Biomasse	X_{ND}	Partikulärer, org. gebundener Stickstoff
X_{TSS}	Abfiltrierbare Stoffe	S_{ALK}	Alkalinität
Konverter			
INSS	Konverter gelöster leichtabbaubarer Stickstoff		
INXS	Konverter schwer abbaubarer partikulärer Stickstoff		
tXS	Konverter partikuläreres Substrat		

Bei der Modellierung der Kläranlage sind zwei Übergabestellen zwischen den beiden Modellansätzen notwendig. Diese befinden sich im Ablauf der Nachklärung bzw. im Zulauf des Tropfkörpers und im Ablauf des Tropfkörpers. Die Umfraktionierung vom Biofilmmodell in das ASM3 im Ablauf des Tropfkörpers resultiert aus der Vereinigung der bei hydraulischer Hochlast vor dem Tropfkörper getrennten Abwasserströme.

Die Übergabe der Fraktionen von einem Modellansatz in den anderen zeigt Bild 6.3. Die Bedeutung der Kürzel der beiden Modellansätze ist in Tabelle 6.2 erläutert. Der Übergang von einem Modellansatz in den anderen wird im Modell der Kläranlage mittels des Blocks „Konverter“ vollzogen. Die dafür notwendigen Faktoren wie z. B. der Anteil des Stickstoffs der gelösten, leicht abbaubaren Stoffe (iNSS) sind entweder global im System vorhanden oder werden in den Blöcken definiert.

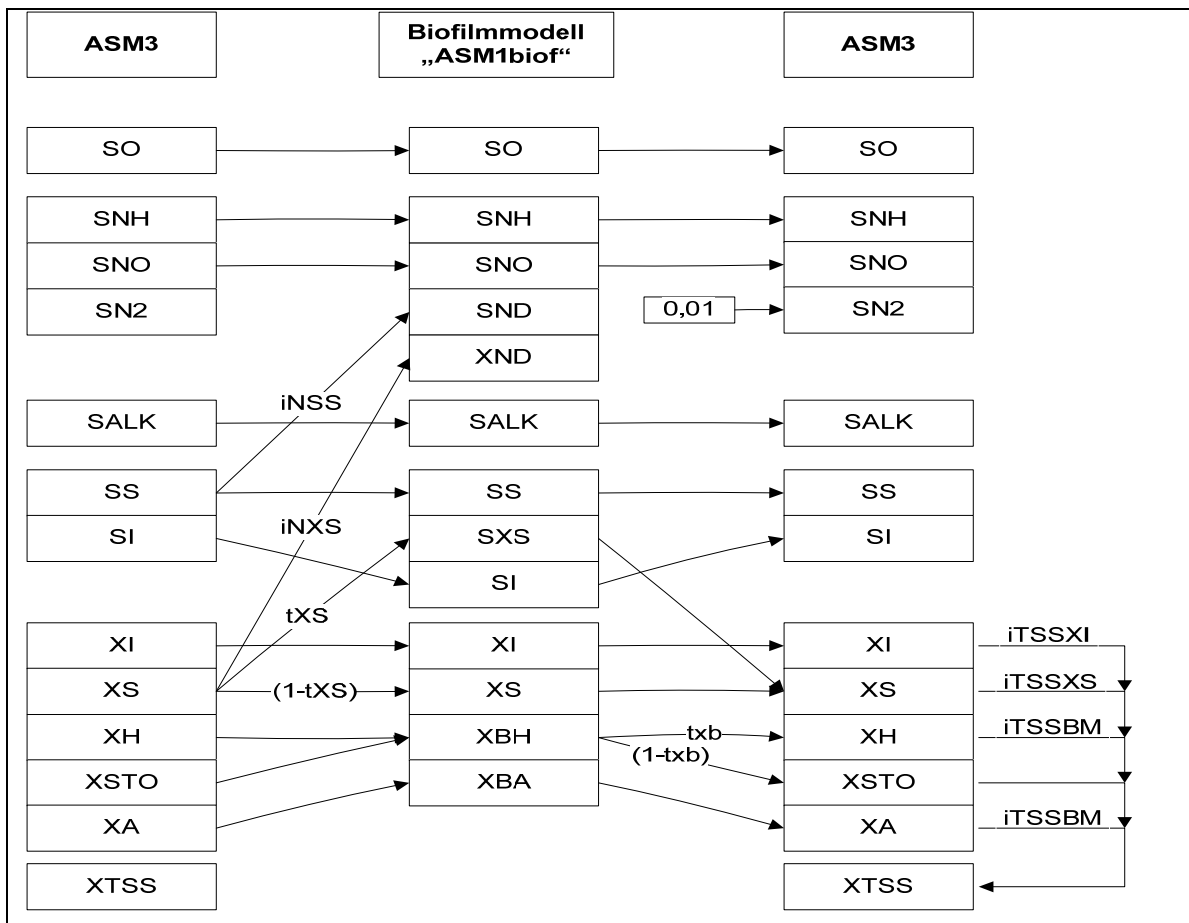


Bild 6.3: Übergang vom Belebtschlammmodell ASM3 ins Biofilmmodell „ASM1biof“ und zurück

6.2.2 Modellierung der Anlagenbauteile

6.2.2.1 *Abbildung des Fettfangs*

Die zur Verfügung stehenden 2h-Mischproben und die Werte aus der kontinuierlichen Messung werden beide an der Kanalsole bzw. in deren unmittelbaren Nähe erhoben. Bei der Erstellung des numerischen Modells wird der Einfluss des Fettfangs auf die Zusammensetzung des Abwassers unter der Annahme vernachlässigt, dass die an der Oberfläche schwimmenden Fette von der Messtechnik nicht erfasst werden und die emulgierten Fette nicht von dem vorhandenen Fettfang aus dem Wasser entfernt werden.

6.2.2.2 *Abbildung des Sandfangs*

Zur Ableitung der Frachtganglinien der Fraktion der suspendierten Feststoffe (Total Suspended Solids, TSS) mit mehr als 45µm Durchmesser sind folgende Angaben erforderlich:

- Dichte des Sandes
- Genaue Menge und Dichte der an dem Sand haftenden organischen Substanz
- CSB-Gehalt dieser organischen Substanz
- Genauer Zusammenhang zwischen dem Zufluss und der Menge des Sandfanggutes. Nach einer längeren Trockenwetterperiode von mehreren Tagen ist z. B. eine größere Menge an Sand zu erwarten als nach einer Trockenwetterperiode von wenigen Stunden

Die Reduzierung der abfiltrierbaren Stoffe durch den Sandfang wird daher auf eine andere Weise berücksichtigt. In das Modell fließt als partikuläre Messgröße nur der chemische Sauerstoffbedarf ein. Der entfernte Sand wird im ASM3 als anorganische Substanz betrachtet und beeinflusst nur den Parameter X_{TSS} (abfiltrierbare Stoffe, Korngröße > 0,45 µm). Der Parameter X_{TSS} wird in der Zulauffraktionierung wie folgt berechnet:

$$X_{TSS} = \frac{\sum_{i=1}^5 X_i}{1-B} \quad (6.1)$$

mit

X_i partikuläre Anteile des CSB
 B anorganischer Anteil an X_{TSS}

Bild 6.4 zeigt den Zusammenhang zwischen dem gemessenen AFS und dem simulierten AFS im Zulauf. Hierbei wurde die Verteilung zwischen gelöstem und partikulärem CSB

berücksichtigt und die Variable B zu 0,4 gesetzt. Dies bedeutet, dass die AFS-Konzentration in Zulauf über die CSB-Fraktionierung ermittelt wird.

Im Laufe der Kalibrierung wird der Parameter B zur Kalibrierung des Modells verwendet.

Die Reduzierung des CSB im Sandfang wird vernachlässigt. Die unbekannte Zusammensetzung, Menge und der unbekannte CSB-Gehalt der organischen Stoffe, die am Sand haften, bedingen eine zu grobe Abschätzung, die die Genauigkeit des Modells nicht verbessert. Die Auswirkungen dieser Annahme werden in Kapitel 6.2.3 mittels einer durchgeführten Sensitivitätsanalyse abgeschätzt.

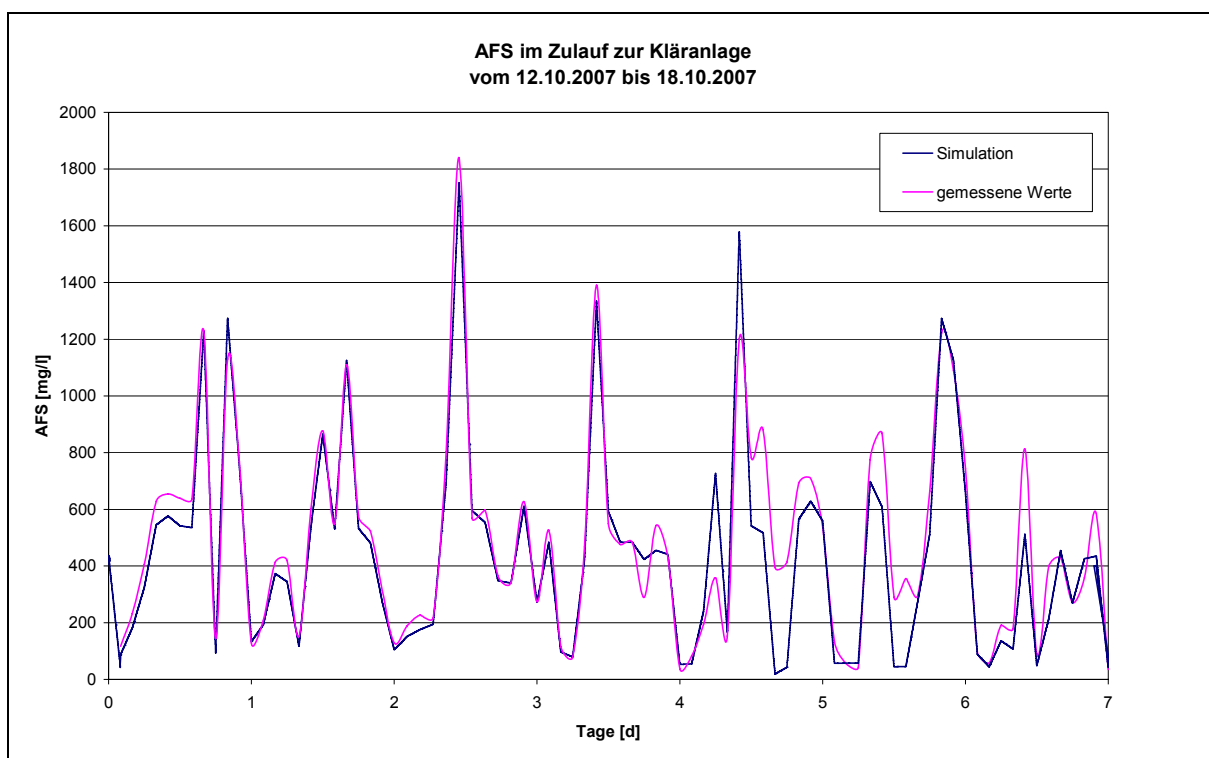


Bild 6.4 Vergleich des simulierten und gemessenen AFS im Zulauf der Kläranlage Hoetmar im Zeitraum vom 12 bis 18.10.2007

6.2.2.3 Abbildung der hydraulische Verhältnisse

Zur Abbildung der hydraulischen Verhältnisse werden Belebungsbecken und Nachklärung als zwei Becken mit Überlaufkante und ohne Speicherverhalten abgebildet. Dadurch wird vernachlässigt, dass der Wasserstand im Belebungsbecken nicht konstant ist. Der Berechnungs- und Kalibrierungsaufwand reduziert sich allerdings deutlich, so dass dieses Vorgehen gewählt wird.

6.2.2.4 Nachbildung der Steuerung zur Belüftung

Das Ziel der Modellierung der Belüftungssteuerung ist die genaue Abbildung der Dauer der Belüftung, des durchschnittlichen Sauerstoffgehalts in den belüfteten Phasen, sowie die Anzahl der Belüftungszyklen pro Tag. In den 14 mittels Datenanalyse untersuchten Tagen beträgt die Anzahl der belüfteten Phasen 13 bis 14 pro Tag. Lediglich einmal wird jeweils der Wert 12 und 15 angenommen. Der durchschnittliche Sauerstoffgehalt in den belüfteten Phasen beträgt 1,344 mg/l. Diese Werte dienen als Anhaltswerte, um die Qualität der Modellierung zu überprüfen.

Tabelle 6.3: Belüftungsparameter im Belebungsbecken

Datum	Anzahl der Belüftungsphasen	Anzahl der Zyklen mit Pause der Lüfter = 105 Minuten	Durchschnittlicher O ₂ -Gehalt im BB in belüfteten Phasen [mg/l]	Q _d zur Kläranlage [m ³ /d]
6.5.2007	14	2	1,381	263
7.5.2007	15	2	1,371	1537
8.5.2007	13	4	1,432	2202
9.5.2007	13	4	1,346	309
10.5.2007	13	3	1,351	1546
11.5.2007	13	5	1,368	2093
12.5.2007	13	3	1,304	1882
13.5.2007	14	4	1,260	723
14.5.2007	13	5	1,169	452
15.5.2007	12	6	1,556	2134
16.5.2007	13	5	1,418	1792
17.5.2007	14	2	1,251	689
18.5.2007	14	2	1,339	571
19.5.2007	13	5	1,275	828
Durchschnitt	13,36	3,7	1,344	--

Der Prozess der Modellierung beinhaltet die Vereinfachung der Systemkomponenten. Daher werden die beiden Zusatzgebläse zu einem zusammengefasst. Die Belüftungspause lässt sich über die Vorgabe des Nitratwerts für den Abbruch der Belüftungspause variieren. Das resultierende schematische Steuerungsprogramm ist in Bild 6.4 dargestellt.

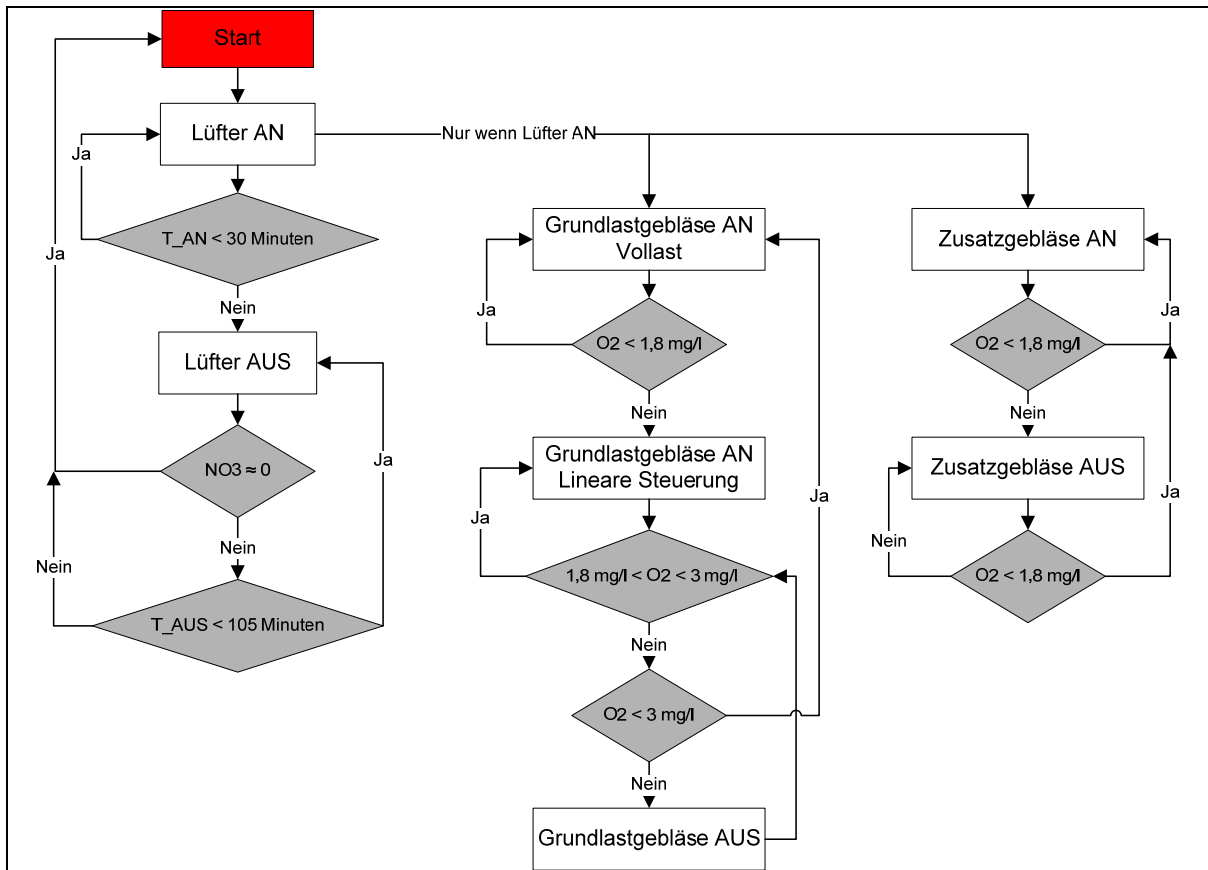


Bild 6.5 Schematisches Steuerungsprogramm für das Belebungsbecken

6.2.2.5 Modellierung des Überschussschlammabzugs

Bei der Übernahme der realen, betrieblichen Steuerung des Überschussschlammabzugs ergibt sich eine deutliche Abweichung zwischen realem und simuliertem Ablauf. Diese Abweichungen werden im Bild 6.6 sichtbar. Hier wird der reale Ablauf der Kläranlage mit dem simulierten Ablauf der Nachklärung verglichen. Da in dem gesamten Modell der Kläranlage keine Fließzeiten berücksichtigt werden, ist ein solcher Vergleich möglich.

Jeweils um 0:00 Uhr und um 12:00 Uhr wird aus dem Belebungsbecken über einen Zeitraum von 15 Minuten Überschussschlamm abgezogen. Zur Orientierung ist zu diesen Zeiten ein gestricheltes Hilfsgitternetz in das Diagramm eingefügt. Der simulierte Abfluss der Nachklärung geht beim gleichzeitigen Abzug des Überschussschlammes immer auf Null zurück. Die größten Abweichungen zur Realität ergeben sich an jedem Tag um 12 Uhr, also bei 0,5 Tagen, 1,5 Tagen usw. Bild 6.6 zeigt darüber hinaus auch die Verzögerung der hydraulischen Welle um rd. eine Stunde.

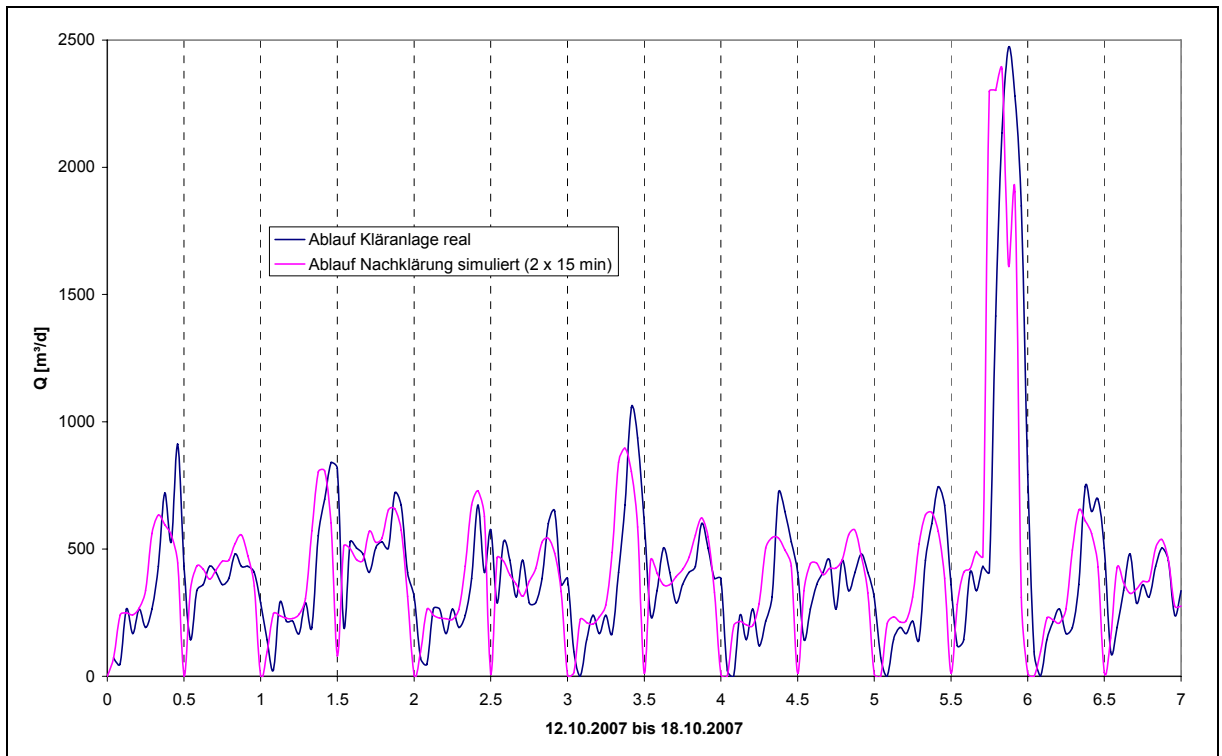


Bild 6.6: Vergleich von realem und simuliertem Volumenstrom im Ablauf der Kläranlage Hoetmar. Überschussschlammabzug 2 mal 15 Minuten

Zur Reduzierung der Abweichungen zwischen Simulation und Realität wird die Entnahmezeit des Überschussschlammes variiert. Bild 6.7 zeigt den simulierten Ablauf der Nachklärung für einen Abzug von zweimal 80 Minuten statt zweimal 15 Minuten im Modell. Zudem wurde die hydraulische Laufzeit von einer Stunde berücksichtigt.

Weiterhin auffällig bleiben die Abweichungen bei der Zugabe des Trübwassers aus dem Schlamm-speicher, die exemplarisch für einen Tag mit roten Pfeilen markiert sind. Diese Abweichungen wiederholen sich täglich. Allerdings ist hier keine Systematik zu erkennen. In 5 von 8 Fällen wird morgens um 9:00 Uhr in der Simulation zu wenig Trübwasser hinzu gegeben. Abends um 21:00 Uhr halten sich die Abweichungen in den betrachteten Tagen ungefähr die Waage. Daher wird hier keine Anpassung vorgenommen, da die Tages-summen des Abflusses mit der Realität übereinstimmen.

Den Einfluss der unterschiedlichen Steuerung des Überschussschlammabzugs auf den Ablauf der Nachklärung wird exemplarisch in Bild 6.8 und Bild 6.9 dargestellt. Der Einfluss auf die simulierten Ablaufwerte für den $\text{NH}_4\text{-N}$ -Stickstoff und den CSB, sowie auf die nicht dargestellten Konzentrationen von Nitrat und der AFS ist gering.

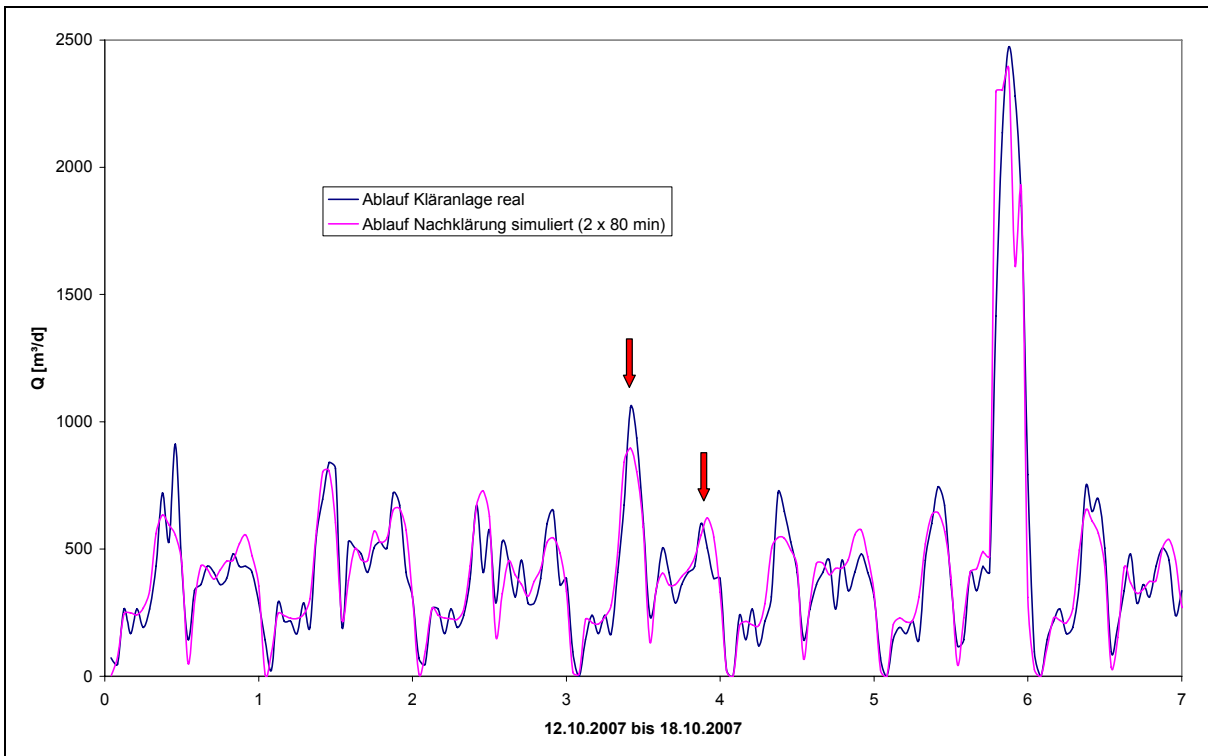


Bild 6.7: Vergleich von realem und simuliertem Volumenstrom im Ablauf der Kläranlage Hoetmar. Überschussschlammabzug 2 mal 80 Minuten

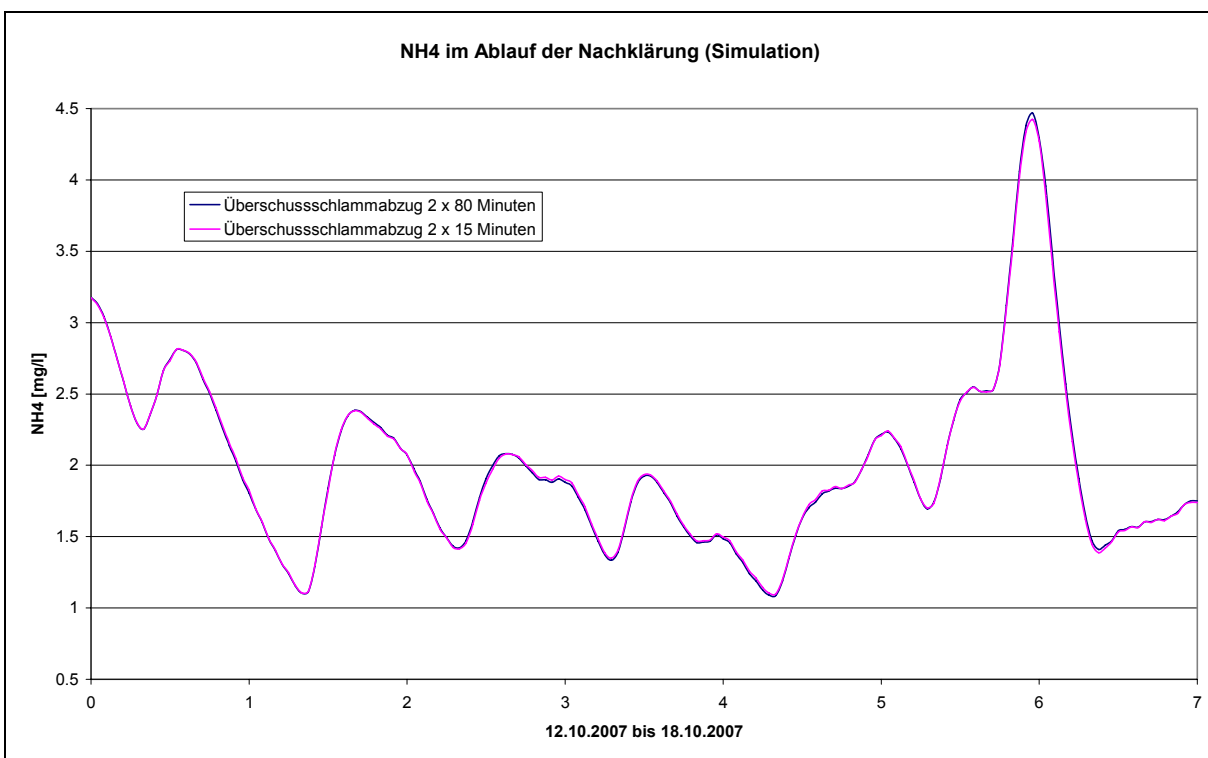


Bild 6.8: Vergleiche von Varianten des Überschussschlammabzugs bezogen auf Ablaufwerte für Ammonium

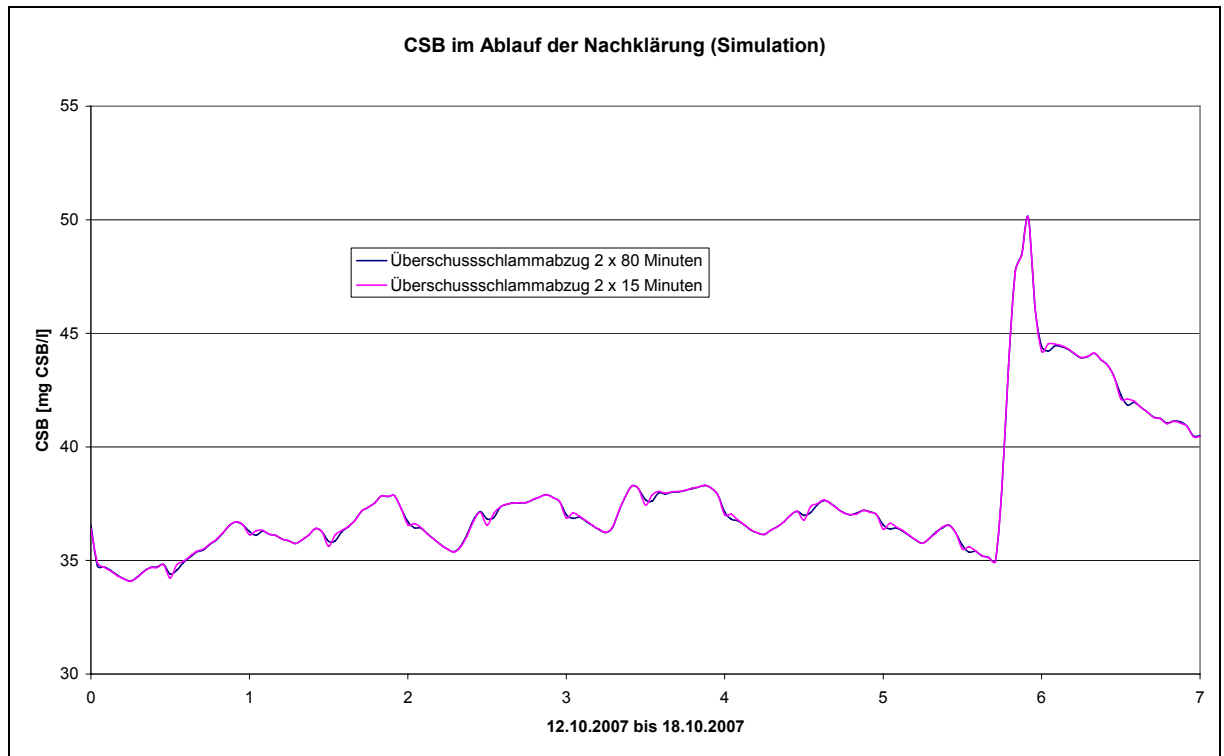


Bild 6.9: Vergleiche von Varianten des Überschussschlammabzugs bezogen auf Ablaufwerte für CSB

Der Überschussschlamm wird wie erläutert direkt dem Belebungsbecken entnommen, und zwar jeweils um 0:00 Uhr und um 12.00 Uhr. Das täglich entnommene Volumen des Überschussschlammes steht in direktem Zusammenhang mit dem Schlammalter, der einen wichtiger Indikator für den Stabilisierungsgrad des simultan, aerob stabilisierten Schlammes darstellt. Der Zusammenhang zwischen Schlammalter und dem Volumen des Überschussschlammes resultiert aus der Berechnungsformel (vgl. Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131, N.N, 2000) des Schlammalters:

$$t_{TS} = \frac{V_{BB} \cdot TS_{BB}}{Q_{\dot{U}S,d} \cdot TS_{\dot{U}S} + Q_d \cdot X_{TS,AN}} \quad (6.2)$$

mit:

t_{ss}	[d]	Schlammalter
V_{BB}	[m ³]	Volumen des Belebungsbeckens
TS_{BB}	[kg/m ³]	Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
$Q_{\dot{U}S,d}$	[m ³ /d]	tägliche Menge des abgezogenen Überschussschlammes
$TS_{\dot{U}S}$	[kg/m ³]	Trockensubstanz des abgezogenen Überschussschlammes
Q_d	[m ³ /d]	Täglicher Abwasserzufluss bei Trockenwetter
$X_{TS,AN}$	[kg/m ³]	Abfiltrierbare Stoffe im Ablauf der Nachklärung

Mit der üblichen Vereinfachung (vgl. GUJER, 2007, S. 330; ATV, 1997a, S.293; Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131; N.N. 2000) $Q_d \cdot X_{TS,AN} = 0$ zu setzen und der Tatsache, dass für die

direkte Entnahme des Überschussschlammes aus dem Belebungsbecken $TS_{BB} = TS_{ÜS}$ gilt, reduziert sich die Formel für das Schlammalter auf:

$$t_{TS} = \frac{V_{BB}}{Q_{ÜS,d}} \quad (6.3)$$

Über den Abzug des Überschussschlammes soll der Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken auf 3 bis 4 kg TS/m³ eingestellt werden (Bücker, 2007). Im Modell wird daher der Abzug des Überschussschlammes in Abhängigkeit vom Trockensubstanzgehalt des Belebungsbeckens angestrebt.

Falls die Menge des abgezogenen Überschussschlammes zu hoch ist, pendelt sich der TS-Gehalt im Belebungsbecken bei großen Simulationszeiträumen von 60 Tagen und mehr nicht auf einen festen Wert ein. Da die Massenbilanz der Trockenmasse dann negativ wird, wird die absolute Masse der Trockensubstanz im Belebungsbecken um diesen Wert gesenkt. Dem Gesamtsystem wird dann kontinuierlich zu viel Trockensubstanz entnommen.

Die Einstellung der Steuerung besteht aus einem festen Zeitprogramm und einem Faktor, mit dem der TS-Gehalt im Belebungsbecken multipliziert wird. Das Produkt gibt dann die Menge des Überschussschlammes an. Dieser Faktor wurde iterativ ermittelt und ist dem Modell zu entnehmen.

6.2.2.6 *Eisensalzdosierstation*

Einflüsse der Fällungsreaktion auf die Massenbilanzen

In der Kläranlage in Hoetmar beruht die Phosphorelimination auf einer chemischen Fällung mittels Eisensalzen. Zur Anwendung kommt Eisen-III-Chlorid, das zwischen dem Ablauf des Belebungsbeckens und dem Zulauf zur Nachklärung zugegeben wird (Simultanfällung).

Das eigentliche Fällmittel ist das dreiwertige Eisen Fe^{3+} , das mit Phosphat PO_4^{3-} das schwer lösliche Eisen-Phosphat $FePO_4$ bildet. Je nach Fällmittel und der Art des vorliegenden Ortho-Phosphats ($H_iPO_4^{i-3}$) werden mehr oder weniger H^+ oder OH^- -Ionen gebildet und der pH-Wert sowie die Säurekapazität des Abwassers beeinflusst (vgl. SIMBA 5.1, 2006).

Die Entstehung von Eisen-Phosphat und Eisen-Hydroxid führt zu einer Zunahme der Trockensubstanz des Abwassers. Außerdem wird durch den Verbrauch von Bicarbonationen [HCO_3^-], deren Konzentration im ASM3 der Alkalinität gleichgesetzt ist, das Puffervermögen herabgesetzt.

Aus der beschriebenen Konkurrenzsituation ergibt sich die Notwendigkeit einer sogenannten überstöchiometrischen Fällmitteldosierung. Dies bedeutet, dass das molare Verhältnis zwischen dosiertem Eisen und zu fällendem Phosphat > 1 Mol Fe^{3+} pro Mol P sein muss (vgl. GUJER, 2007). Das stöchiometrische Verhältnis für die Dosierung von Fällmittel β entspricht der folgenden Formel:

$$\beta = \frac{MolFe^{3+}_{dosiert}}{MolP_{gefällt}} > 1 \quad (6.4)$$

Nach GUJER (2007) ist ein typischer β -Wert für die Simultanfällung $\beta = 2,0$ und ein typischer Wert für die Restkonzentration des gelösten Phosphors $P_{Rest, gelöst} = 0,5$ mg/l.

Im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 wird ein mittlerer Fällmittelbedarf von $2,7$ kg $Fe_{dosiert}/kg P_{gefällt}$ angegeben. Umgerechnet entspricht dies $48,34$ Mol $Fe^{3+}/32,3$ Mol P und damit einem β -Wert von $1,5$.

Ein anderer Ansatz zur Bestimmung des Verhältnisses von gefälltem Phosphor zum dosierten Eisen ist die Definition der Fällmittelwirksamkeit η_{FM} (vgl. SIMBA 5.1, 2006):

$$\eta_{FM} = \frac{Fällmittelumsatz_in_FePO_4[Mol]}{Gesamtfällmenge[Mol]} \quad (6.5)$$

Die Fällmittelwirksamkeit liegt bei $0,5 - 0,8$.

Auswirkungen auf das numerische Modell

1.) Änderung des pH-Wertes

Über die Änderung des pH-Wertes lassen sich in diesem Fall nur schwer Aussagen treffen. Zur Bestimmung wäre eine genaue Kenntnis über den Phosphorgehalt an der Dosierstelle erforderlich, da die Alkalinität durch den Phosphorabbau erhöht, sowie durch den Abbau von Bicarbonationen verringert wird (vgl. SIMBA 5.1, 2006). Zudem stehen keinerlei Messungen bezüglich der Zusammensetzung der Phosphate, des pH-Wertes oder der Säurekapazität zur Verfügung. Von diesen hängt die Änderung des pH-Wertes jedoch unmittelbar ab (vgl. NOLTING, 1989).

Der Aufwand und die Unwägbarkeiten auf Grund der fehlenden Messwerte stehen in keinem Verhältnis zu dem zu erwartenden Genauigkeitsergebnis. Daher wird die Änderung des pH-Wertes resultierend aus der Zugabe des Fällmittels Eisen-III-Chlorids im Modell nicht weiter berücksichtigt.

2.) Änderung des Trockensubstanzgehalts

Der zusätzliche Überschussschlammfall aus der Simultanfällung mit Eisensalzen wird im Arbeitsblatt DWA-A 226 (N.N., 2007) überschlägig mit 10% des Überschussschlammfalls der Kohlenstoffelimination angegeben. Da die Änderung des Trockensubstanzgehaltes mit relativ wenig Aufwand berücksichtigt werden kann, fließt sie ins Modell ein. Die fehlenden Messwerte bezüglich des Phosphors sind hier weniger wichtig, da das überschüssige Eisen in Form von Eisenhydroxid ausfällt.

Bei der Berechnung werden folgende Annahmen getroffen:

- Es steht ausreichend Phosphor zur Verfügung (Kontrolle auf Plausibilität nach der Berechnung)
- Alle Fe^{3+} -Ionen mit $\beta > 1$ reagieren zu $\text{Fe}(\text{OH})_3$
- Berechnung der Trockensubstanz auf Grund von stöchiometrischen Beziehungen
- Berechnung der Fällungsprodukte

Zur Anwendung kommt die folgende Formel, die auf den stöchiometrischen Beziehungen der Elemente beruht. Gegeben ist die Masse der täglich zugegebenen Fe^{3+} -Ionen, nämlich 4940 g/d bzw. 88,45 Mol/d. Bei der Berechnung werden die β -Werte zwischen 1,5 und 2,0 variiert und dann die Fällmittelwirksamkeit η_{FM} kontrolliert:

Tabelle 6.4: Massenbilanz für die Fällungsprodukte zur Berücksichtigung bei der Berechnung des Trockensubstanzgehalts im Belebungsbecken

β	FePO_4 [Mol/d]	$\text{Fe}(\text{OH})_3$ [Mol/d]	FePO_4 [g/d]	$\text{Fe}(\text{OH})_3$ [g/d]	$P_{\text{gefällt}}$ [g/d]	η_{FM}	Summe der Fällungsprodukte [g/d]
1,5	58,97	29,48	8.893,47	3.150,34	1.826,22	0,67	12.043,81
1,75	50,54	37,91	7.622,98	4.050,43	1.565,33	0,57	11.673,41
2,0	44,23	44,23	6.670,11	4.725,51	1.369,67	0,50	11.395,61

Ergebnisse

Bei Verwendung des β -Wertes von 1,5 aus dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (N.N., 2000) ergibt sich ein Wert von 0,67 für die Fällmittelwirksamkeit η_{FM} . Dieses Wertepaar erscheint für die Abschätzung plausibler als die Annahme von $\beta = 2,0$ nach GUJER ($\eta_{\text{FM}} = 0,5$), da die Fällmittelwirksamkeit in diesem Fall einen Extremwert aus dem Intervall von 0,5-0,8 annehmen würde.

Die durchschnittliche Konzentration des Gesamtphosphors im Zulauf der Kläranlage betrug im Jahr 2006 $7,46 \text{ g/m}^3$. Bei einem Tagesabwasser von ca. $660 \text{ m}^3/\text{d}$ (Bemessungswert) zur Kläranlage beträgt die tägliche Phosphorfracht $4923,6 \text{ g/d}$. Die Annahme, dass für die Fällungsreaktion ausreichend Phosphor zur Verfügung steht, scheint dem entsprechend berechtigt.

In das Modell fließen damit an der Stelle der Eisensalzdosierstation $12,044 \text{ kg TSS/d}$ mit einem Volumen von $0,0264 \text{ m}^3/\text{d}$ ein.

6.2.2.7 Beschreibung des Nachklärbeckens

Aus dem Belebungsbecken gelangt das Abwasser-Schlammgemisch in das Nachklärbecken. Das Becken ist als Rundbecken ausgebildet. Aus dem Lageplan der Anlage ist erkennbar, dass die Rohrleitung vom Belebungsbecken in das Nachklärbecken unterhalb des Nachklärbeckens verläuft. Das Abwasser-Schlammgemisch wird über das Mittelbauwerk in das Nachklärbecken eingeleitet.

Zur Parametrisierung des Nachklärbeckens wird neben der Oberfläche des Beckens die Tiefe benötigt. Aus diesen Größen berechnet SIMBA das Volumen des Beckens. Die wirksame Oberfläche ist mit 168 m^2 angegeben. Die Sohle wird in der Betriebsanleitung als geneigt beschrieben. Die Sohlneigung wird im Vergleich mit Literaturwerten (ATV, 1997b, S. 204) zu 1:15 angesetzt. Die durchschnittliche Höhe ergibt sich zu $3,45 \text{ m}$. Alle zur Berechnung notwendigen Höhenangaben sind Bild 6.10 zu entnehmen. Das Volumen berechnet sich zu 579 m^3 .

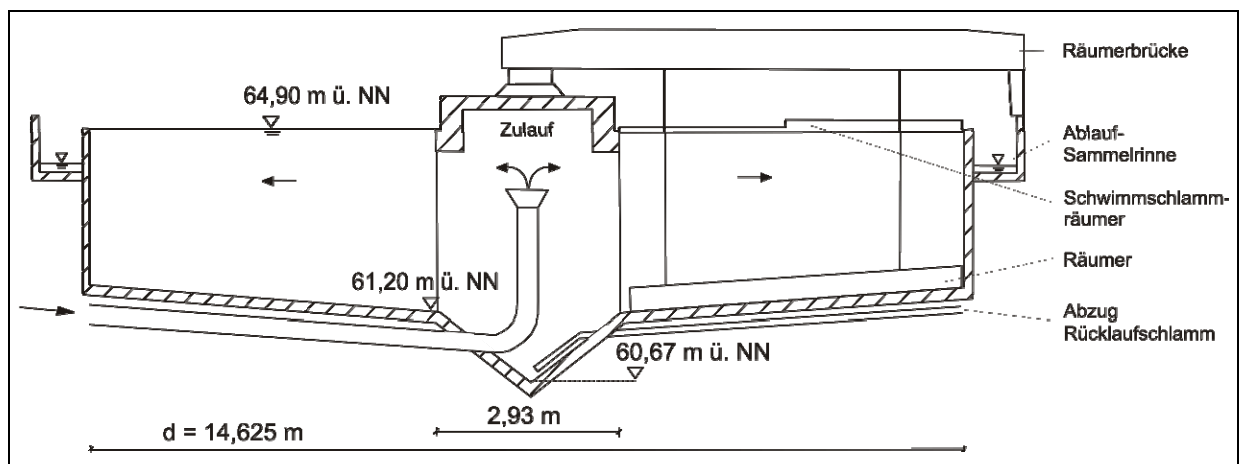


Bild 6.10: Skizze des Nachklärbeckens der Kläranlage Hoetmar

Das Nachklärbecken wird als 3-Schicht-Modell abgebildet. Eine detailliertere Abbildung ist nicht möglich, da keine Informationen über den Verlauf des TS-Gehalts oder die Höhe des Schlammspiegels im Becken vorhanden sind. Lediglich über den TS-Gehalt des Rück-

laufschlamm liegen Stundenwerte aus den Tagesberichten vor, die einen Überblick über die Konzentrationen am Boden des Beckens bieten.

Der Rücklaufschlamm wird kontinuierlich abgezogen. Die Menge wird über den TS-Gehalt des Rücklaufschlamm selbst gesteuert. Die Pumpe hat einen Betriebspunkt bei 4 g TS/l und einen weiteren bei 7 g TS/l im Rücklaufschlamm. Unterhalb von 4 g TS/l läuft die Pumpe mit einer minimalen Leistung und oberhalb von 7 g TS/l mit einer maximalen Leistung. Dazwischen verläuft die Pumpenleistung linear. Der minimale Volumenstrom ergibt sich aus der Pumpenkennlinie zu 2.122 m³/d und der maximale Volumenstrom zu 3.216 m³/d. Da die Menge des Rücklaufschlamm über den TS-Gehalt gesteuert wird und sich die beiden Größen gegenseitig beeinflussen, entsteht im Modell eine algebraische Schleife, die zu einer Verlangsamung der Berechnungen im Modell führt. Deswegen ist zwischen dem Ausgang des Nachklärblocks für den Rücklaufschlamm und der Messstelle für den TS-Gehalt ein Block des Typs „Hydraulische Verzögerung“ eingefügt (vgl. SIMBA 5.1, 2006, S. 24).

6.2.2.8 Schlamm Speicher

Abbildung des Schlamm Speichers

Das Trübwasser stellt eine beträchtliche Rückbelastung an CSB und vor allem an Ammonium für die Anlage dar. Hydraulisch betrachtet ist die Zugabe des Trübwassers deutlich und täglich wiederkehrend im Ablauf zu erkennen. Von einer detaillierten Abbildung des Schlamm Speichers wurde dennoch abgesehen, da dazu eine Vielzahl von Parametern hätte erhoben werden müssen.

Alternativ werden die Messdaten des Trübwassers analysiert und nur die Rückbelastung der Abwasserreinigungsanlage mit diesem berücksichtigt. Verloren geht dabei die Information über den Stabilisierungsgrad des Schlamm, der entsorgt werden muss. Da die Zielsetzung für das Modell allerdings die aus den Schmutzfrachtstößen resultierenden Veränderungen der Ablaufwerte sind, muss und kann dieser Verlust an Information hingenommen werden.

Trübwasser

Die Menge und Zusammensetzung des Trübwassers wird mittels Datenanalyse ermittelt. Da das Verhältnis von CSB/BSB₅ ungefähr dem des Zulaufs entspricht, wird die Fraktionierung des Zulaufs verwendet. Da die Menge des täglich abgezogenen Trübwassers stark variiert, wird die genaue Menge während der Kalibrierungsphase über eine Datenreihe vorgegeben. Die Werte entstammen den Monatsberichten der Entwässerungsbetriebe Warendorf (EBW). Allerdings sind hier nur die Tagesmengen vorgegeben und nicht die Mengen der beiden Entnahmeintervalle getrennt voneinander.

Tabelle 6.5 Chemische Eigenschaften des Trübwassers aus dem Schlammstapelbehälter

Messgröße	Durchschnitt	Maximum	Minimum	Anzahl der Messwerte
CSB [mg/l]	190	489	71	13
NH ₄ -N[mg/l]	32,15	80	16	13
CSB/BSB5 [-]	2,655	4,2	1,6	5

Für den allgemeinen Testfall wird die Trübwassermenge durch einen Zufallsgenerator berücksichtigt. MATLAB stellt für diesen Zweck den Block „Random Number“ bereit. Als Parameter für diesen Block müssen der Mittelwert und die Varianz vorgegeben werden.

Die Rohdaten aus 9 Monaten des Jahres 2007 ergeben einen Mittelwert von 43,01 m³/d für die Trübwassermenge mit einer Standardabweichung von 21,55 m³/d. Allerdings zeigt ein durchgeführter Verteilungstest, dass die Werte nicht normalverteilt sind. Dies ist jedoch die Voraussetzung für den Einsatz des Blockes „Random Number“. In Bild 6.11 (links) ist die genaue Verteilung der Trübwassermenge klassifiziert in 10 m³ Abständen im Vergleich zur Normalverteilung zu erkennen.

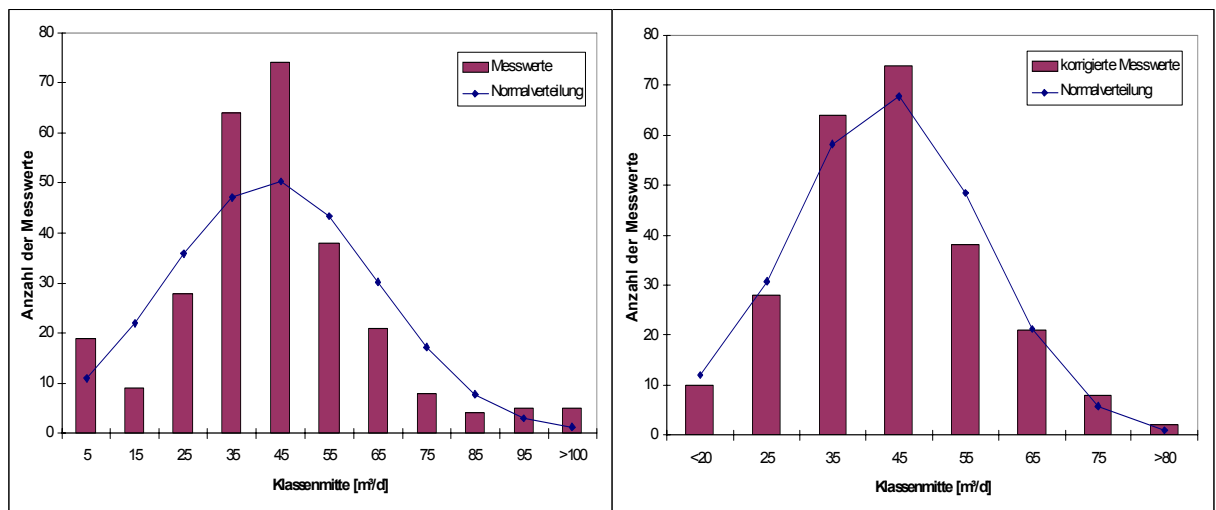


Bild 6.11: Verteilung der Trübwassermengen: Original Messwerte (links), Korrigierte Messwerte (rechts)

Neben den Spitzenwerten in der Klasse von 40 bis 50 m³/d tritt ein lokales Maximum in der Klasse von 0 bis 5 m³/d auf. Die Verteilung ist bimodal. Bimodale Verteilungen können allgemein entstehen, wenn die Daten eines Merkmals unterschiedlichen Teilgesamtheiten entstammen, aber in der Darstellung zusammengemischt werden (vgl. FAHRMEIER, 2004, S.47). Als Teilgesamtheiten kommen hier der „Normalbetrieb“ und „Außergewöhnliche Ereignisse“ in Frage. Um die „Außergewöhnlichen Entnahmen“ statistisch weitergehend zu charakterisieren, wird versucht, die Ausreißer zu identifizieren. Dazu wird das 25%-Quartile ($x_{0,25}$) und das 75%-Quartile ($x_{0,75}$) bestimmt, sowie der Interquartilsabstand (IQR). Über die Faustformel $z_u = x_{0,25} - 1.5 \cdot \text{IQR}$ bzw. $z_o = x_{0,75} + 1.5 \cdot \text{IQR}$ werden die

Ausreißer abgegrenzt (vgl. FAHRMEIER, 2004, S.66). Dabei sind $z_u = 5,1 \text{ m}^3/\text{d}$ und $z_o = 82,3 \text{ m}^3/\text{d}$. In Bild 6.11 (rechts) wurden alle Werte entfernt, die unterhalb und oberhalb der Grenzen z_u und z_o liegen. Die dargestellten Werte sind normalverteilt. Der Mittelwert der korrigierten Messwerte ist $43,1 \text{ m}^3/\text{d}$. Die Standardabweichung beträgt $13,99 \text{ m}^3$. Bei der Korrektur wurden insgesamt 30 Werte entfernt, was einem Anteil von 10,9% der untersuchten Werte entspricht. Unter „Außergewöhnlichen Ereignisse“ fallen folgende Ereignisse:

- Manuelle Aktivierung des Rührwerks im Schlamm Speicher und damit vollständige Durchmischung
- Abzug von Schlamm aus dem unteren Teil des Speichers und Abfuhr zur Entsorgung
- Ungenauigkeiten bei der manuellen Positionierung des Trübwasserabzugs
- Fehler bei der Erkennung der Trübung durch die Trübungsmesssonde

Konsequenzen für die Modellierung des Schlamm Speichers

Der Schlamm Speicher wird nicht modelliert. Das Trübwasser, das aus dem Schlamm Speicher abgezogen und in das Belebungsbecken gepumpt wird, wird über Mittelwerte berücksichtigt. Dies betrifft vor allem den CSB- und die Ammonium-Konzentration. Mangels weiterer Erkenntnisse wird der Konverter der Zulauffraktionierung verwendet, um aus den CSB- und NH_4^+ -Konzentrationen die dreizehn Stoffgrößen des ASM3 zu berechnen. Für die Berücksichtigung der Menge des Trübwassers stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Es können die Trübwassermengen als Datenreihe vorgegeben oder der Zufallsgenerator verwendet werden. Bei der Verwendung des Zufallszahlengenerators wird der Normalfall abgebildet. Der Mittelwert beträgt $43,1 \text{ m}^3/\text{d}$ und die Varianz $464,32 [-]$. Um das Steuerprogramm einfach zu halten, wird die tägliche Trübwassermenge gleichmäßig auf die beiden Pumpintervalle verteilt. Die zeitliche Steuerung des Trübwasserabzugs in Abhängigkeit von der zeitlichen Steuerung des Überschussschlammabzugs bleibt erhalten. Die Trübwassermenge wird pro Pumpzyklus in vier Pumpvorgänge mit jeweils 15 Minuten Arbeitszeit und 30 Minuten Pausenzeit zugegeben. Von diesen Pumpzyklen finden zwei pro Tag statt, d.h. die Trübwasserpumpe läuft jeden Tag 8 mal 15 Minuten und damit 2 Stunden pro Tag insgesamt.

6.2.2.9 Tropfkörper

Der Tropfkörper dient auf der Anlage als Schönungsteich. Das über den Drehsprenger versprühte Wasser wird mit Sauerstoff angereichert. Bei einem Vergleich von Zulauf und Ablaufwerten des Tropfkörpers war einzig eine Verringerung des Ammoniums feststellbar. Im Modell wird daher ausschließlich im Zulauf des Tropfkörpers der Sauerstoffwert des

Abwassers erhöht und die Reduzierung des Ammoniums über den Sauerstoffwert gesteuert. Auf eine Kalibrierung der kinetischen und stöchiometrischen Parameter wird verzichtet, da die Reinigungsleistung des Tropfkörpers unbedeutend gegenüber der des Belebungsbeckens ist.

In den Wintermonaten wird auf der Kläranlage Kalkmilch ins Belebungsbecken zugegeben, und zwar vom 1.12 bis zum 31.3. des Jahres. Die Kalkmilch bewirkt eine Erhöhung des pH-Werts in der Realität. Im ASM3 wird der pH-Wert indirekt über die Alkalinität berücksichtigt. Die Alkalinität wird als Indikator für mögliche, niedrige pH-Werte angesehen, die biologische Prozesse behindern (vgl. GUJER, 2007). Sie wird anhand der Konzentration von Hydrogencarbonationen (HCO_3^-) im Abwasser berechnet.

Eine Zugabe von Kalkmilch müsste im Modell berücksichtigt werden. Da die beiden Intensivmessphasen im Mai und im Oktober stattgefunden haben, ist eine Kalibrierung nicht möglich. Daher kann das Modell den Winterbetrieb in den Monaten Dezember bis Ende März nicht abbilden.

6.2.3 Sensitivitätsanalyse und Kalibrierung

6.2.3.1 Zulauffraktionierung

Im Zulauf zur Kläranlage befindet sich eine Multispektrometersonde, die kontinuierliche Werte des gesamten chemischen Sauerstoffbedarfs, des gelösten chemischen Sauerstoffbedarfs und der abfiltrierbaren Stoffe erhebt.

Das Verhältnis von gelöstem zum gesamten CSB beträgt bei den durchgeführten Messungen 0,377 mit einer Standardabweichung von 0,067. Der Wert wurde für den Trocken- und Regenwetterabfluss berechnet, da die Fraktionierung im Modell nicht dynamisch ist. VAN NIEUWENHUIJZEN et al. (2004) ermittelten in einer Untersuchung des Zuflusses von dreizehn Kläranlagen in den Niederlanden für das Verhältnis von gelöstem zum gesamten CSB im häuslichen Schmutzwasser einen Mittelwert von 0,33 mit einer Standardabweichung von 0,12. Die im Zulauf der Kläranlage Hoetmar erhobenen Werte stimmen gut mit den von VAN NIEUWENHUIJZEN ET AL. (2004) ermittelten Werten überein.

Der gelöste CSB wird im Modell in die beiden Fraktionen der gelösten, inerten organischen Stoffe (SI) und der gelösten, leicht abbaubaren organische Stoffe (SS) aufgeteilt. Zusammen machen sie 37% des gesamten CSB aus. Das genaue Verhältnis von SI zu SS ist unbekannt und wird im Vergleich zu anderen Zuflussaufteilungen mit 1:3 angesetzt. Der Anteil der partikulären, inerten organischen Stoffe (XI) wird zu 10% und der Anteil der partikulären heterotrophen Biomasse (XH) am CSB wird zu 15% gesetzt (vgl. BORNEMANN et al., 1998; WICHERN et al., 2002).

Als gemessene Zuflussparameter fließen in das Modell die CSB-Konzentration, die Ammoniumkonzentration und der Durchfluss des Zuflusses ein. Vereinfachend wird angenommen, dass die Konzentration des Nitrats im Zulauf ungefähr gleich Null ist, was von den Messwerten bestätigt wird.

Die gemessenen Werte für die abfiltrierbaren Stoffe (AFS) wurden nicht übernommen, da sie im Zulauf der Kläranlage erhoben wurden. Die Beeinflussung der Messwerte durch den Sandfang ist unbekannt. Daher werden die gemessenen CSB-Werte verwendet und aus ihnen über die im System vorhandenen Variablen die partikuläre Trockensubstanz bestimmt. Da der partikuläre CSB nur den organischen Anteil der partikulären Trockensubstanz (XTSS) repräsentiert, wird die partikuläre Trockensubstanz über einen Faktor (B) um einen anorganischen Anteil erhöht. Der Anteil der anorganischen, partikulären Trockensubstanz beträgt im Zulauf der Kläranlage etwa 40 %. Im Laufe der Kalibrierung wird der anorganische Anteil reduziert, um den Einfluss des Sandfangs auf die partikuläre Trockensubstanz zu berücksichtigen.

6.2.3.2 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Um vor der Kalibrierung einen Überblick zu erhalten, inwieweit einzelne kinetische, stöchiometrische, betriebliche und auf Annahmen basierende Parameter die Reinigungsprozesse beeinflussen, wurde eine umfassende Sensitivitätsanalyse durchgeführt.

Dazu wurde das Modell der Anlage über 60 Tage hinweg eingefahren und von diesem Zustand aus eine sieben Tage dauernde Simulation durchgeführt. Dabei wurden die Parameter um jeweils +/- 50% variiert und mit dem Ausgangswert verglichen. Zum Vergleich der Auswirkungen wurden die Ergebnisse in Kategorien nach ZETTL (2001) eingeteilt, siehe Tabelle 6.6.

Tabelle 6.6: Kategorisierung der Sensitivität eines Parameters nach ZETTL (2001)

	Variation
nicht sensitiv	< 1 %
mäßig sensitiv	1-10 %
mittelsensitiv	11-30 %
sensitiv	31-60 %
sehr sensitiv	> 60 %

Die Sensitivität wurde in Bezug auf die Ablaufwerte des Nachklärbeckens untersucht. Dabei wurden Ablaufwerte für die Trockensubstanz, das Ammonium, das Nitrat und den CSB betrachtet. Parameter, die mindestens einen der betrachteten Werte mittelsensitiv beeinflussen, sind in Tabelle 3.9 zusammengestellt.

Tabelle 6.7 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

○-nicht sensitiv, ●-wenig sensitiv, ●●-mittelsensitiv, ●●●-sensitiv, ●●●●-sehr sensitiv				
Parameter	TS- Konzentration im Ablauf der Nachklärung	NH ₄ ⁺ -N-Konzentration im Ablauf der Nachklärung	NO ₃ -N-Konzentration im Ablauf der Nachklärung	CSB-Konzentration im Ablauf der Nachklärung
Kinetische Parameter				
Zuwachs der heterotrophen Biomasse unter aeroben Bedingungen Y_{H,O_2}	●	●●●	●●●	○
Zuwachs der heterotrophen Biomasse unter anoxischen Bedingungen $Y_{H,NO}$	○	●●	●●●	○
Zuwachs der Autotrophen Y_A	○	●●●	●	○
Zerfallsrate Denitrifikation η_{H,NO_3}	○	●●	●●	○
Geschwindigkeitskonstante für den Zerfall b_H	○	●●	●	○
Reduzierung von b_H unter anoxischen Bedingungen $\eta_{H,end}$	○	●	●●	○
Halbwertskoeffizient für Nitrat K_{H,NO_3}	○	●●	●●	○
Maximale Wachstumsrate für die autotrophe Biomasse μ_A	○	●●●●	●●	○
Maximale Zerfallsrate für die autotrophe Biomasse b_A	○	●●	●	○
Sättigungskoeffizient für Ammonium, autotrophes Wachstum K_{N,O_2}	○	●●	○	○
Sättigungskoeffizient für Sauerstoff, autotrophes Wachstum K_{N,NH_4}	○	●●●	●	○
Betriebliche Parameter				
Dauer der Belüftung im Belebungsbecken	●	●●●	●●●	○
Luftvolumenstrom ins Belebungsbecken	●	●●●●	●●	○
Andere Parameter				

○-nicht sensitiv, ●-wenig sensitiv, ●●-mittelsensitiv, ●●●-sensitiv, ●●●●-sehr sensitiv				
Parameter	TS- Konzentration im Ablauf der Nachklärung	NH ₄ ⁺ -N-Konzentration im Ablauf der Nachklärung	NO ₃ -N-Konzentration im Ablauf der Nachklärung	CSB-Konzentration im Ablauf der Nachklärung
Maximale Sedimentationsgeschwindigkeit im Nachklärbecken v_{max}	●●●●	○	○	●●●●
Anteil der inerten, gelösten Stoffe am CSB im Zulauf aSI	●	●	●	●●●
Annahmen				
Abminderung der gesamten CSB-Konzentration durch den Sandfang	●●	●●●	●●	●●●
Abminderung der partikulären CSB-Konzentration durch den Sandfang	●	●●	●●	○
Abminderung der gelösten CSB-Konzentration durch den Sandfang	●	●●	●	●●●

Die Fraktionierung des Zulaufs in die Stoffgruppen des ASM3 ist wenig sensitiv bezüglich der Ablaufwerte des Nachklärbeckens. Eine Ausnahme bilden die gelösten, inerten organischen Stoffe (SI). Sie beeinflussen zusammen mit der Sedimentationsgeschwindigkeit des Nachklärbeckens die CSB-Konzentration im Ablauf sehr stark. Das liegt daran, dass die gelösten und partikulären, inerten organischen Stoffe (SI und XI) den größten Anteil des chemischen Sauerstoffbedarfs im Ablauf ausmachen und diese beiden Stoffgruppen allein auf Grund ihrer Definition von biologischen Prozessen unbeeinflusst bleiben.

Über die Sedimentationseigenschaften der Nachklärung wird maßgebend die Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe im Ablauf bestimmt. Die Sinkgeschwindigkeit der Partikel wird durch die maximale Sinkgeschwindigkeit (v_{max}) sowie durch den Schlammvolumenindex und den Konzentrationsgradienten definiert (vgl. SIMBA 5.1, 2006). Die maximale Sinkgeschwindigkeit ist hierbei der mit am Abstand sensitivste Parameter.

Zur Kalibrierung der Stickstoffelimination bieten sich verschiedene Parameter an. Erwartungsgemäß befinden sich die Ertragskoeffizienten und der Halbwertskoeffizient für Nitrat darunter.

Mangels Daten wurde die Reduzierung des CSB im Zulauf durch den Sand- und Fettfang vernachlässigt. Die Sensitivitätsanalyse zeigt, dass die Ablaufwerte der Nachklärung sensitiv auf eine Erhöhung und Abminderung der CSB-Konzentrationen im Zulauf reagieren. Allerdings ist an dieser Stelle unklar, ob die Ablaufwerte auf den gelösten oder den partikulären Anteil oder auf beide Anteile reagieren. Der Sandfang reduziert ausschließlich den partikulären Anteil der CSB-Fracht. Daher wurde in einem zweiten Schritt der CSB

getrennt nach partikulärem und gelöstem Anteil variiert. Die Sensitivitätsanalyse zeigt, dass die Anlage unterschiedlich auf den partikulären und gelösten Anteil reagiert. Die CSB-Konzentration im Ablauf ist nicht sensitiv bezogen auf Schwankungen des partikulären CSB im Zulauf. Eine Vernachlässigung der Abwasserreinigung durch den Sandfang ist in diesem Fall akzeptabel. Allerdings beeinflusst der partikuläre CSB die Ablaufwerte für Nitrat und Ammonium. Eine Abschätzung der CSB-Reduzierung durch den Sandfang wäre wünschenswert, ist aber auf Grund der Datenlage nicht möglich.

6.2.4 Ergebnisse der Kalibrierung

Die Anlage wurde mit den Messwerten der ersten Intensivmessphase im Mai 2007 kalibriert. Bei der Kalibrierung wurden die kinetischen und stöchiometrischen Parameter des ASM3 zur Kalibrierung der biologischen Reinigungsprozesse verwendet. Zusätzlich wurden die Sedimentationseigenschaften der Nachklärung zur Kalibrierung herangezogen. Auf eine Kalibrierung der biologischen Vorgänge im Tropfkörper wurde verzichtet, da der entscheidende Anteil der Reinigungsleistung im Belebungsbecken stattfindet. Lediglich die Reduzierung des Ammoniums durch den Tropfkörper wurde nachgebildet, da sie nicht zu vernachlässigen war.

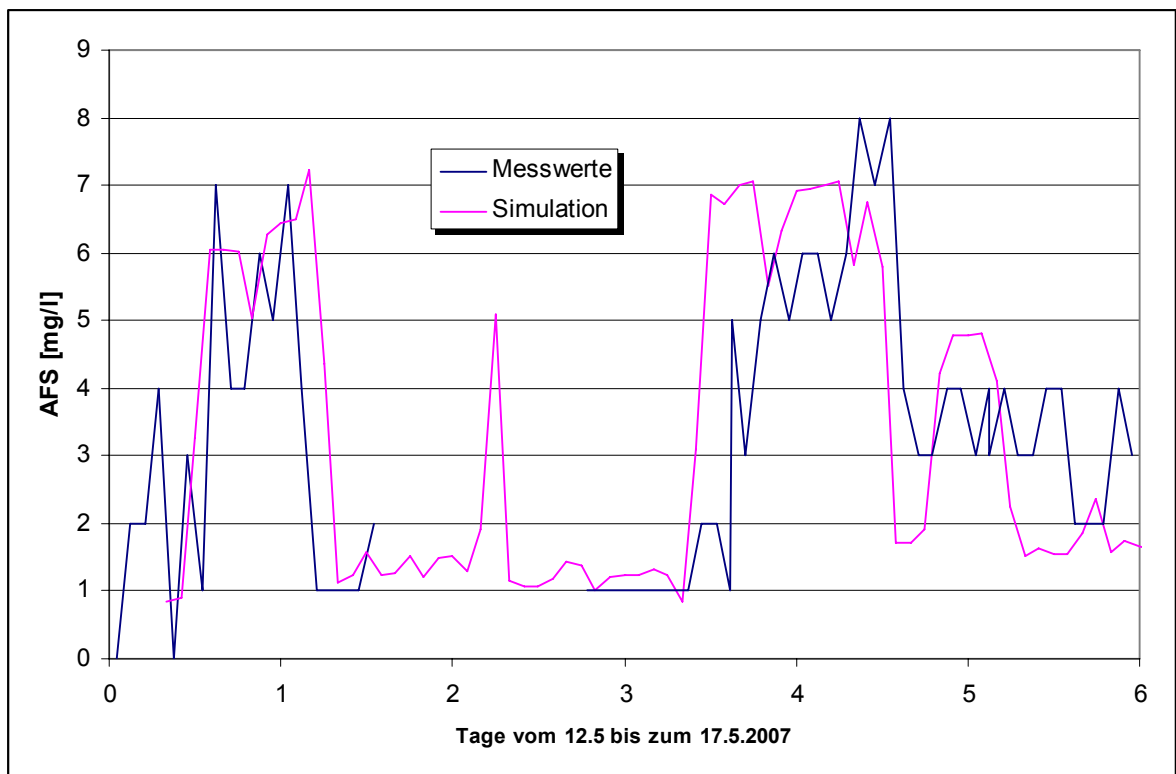


Bild 6.12 Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für die abfiltrierbaren Stoffe (AFS) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar

In einem ersten Schritt wurden die abfiltrierbaren Stoffe im Ablauf über die Sedimentationseigenschaften der Nachklärung eingestellt. Ein Vergleich von Messwerten und Simulationsergebnissen der abfiltrierbaren Stoffe ist in Bild 6.12 zu erkennen.

Die fehlenden Messwerte im Graphen resultierten aus dem Ausfall des Messschanks M4. Die Anpassung der beiden Kurven wurde über eine Absenkung des anorganischen Anteils der abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf von 40 % auf 20% und über die Erhöhung der maximalen Sinkgeschwindigkeit erreicht.

Als nächstes wurden die Ablaufwerte für Ammonium und Nitrat kalibriert. Die Abweichungen sind Bild 6.13 und Bild 6.14 zu entnehmen.

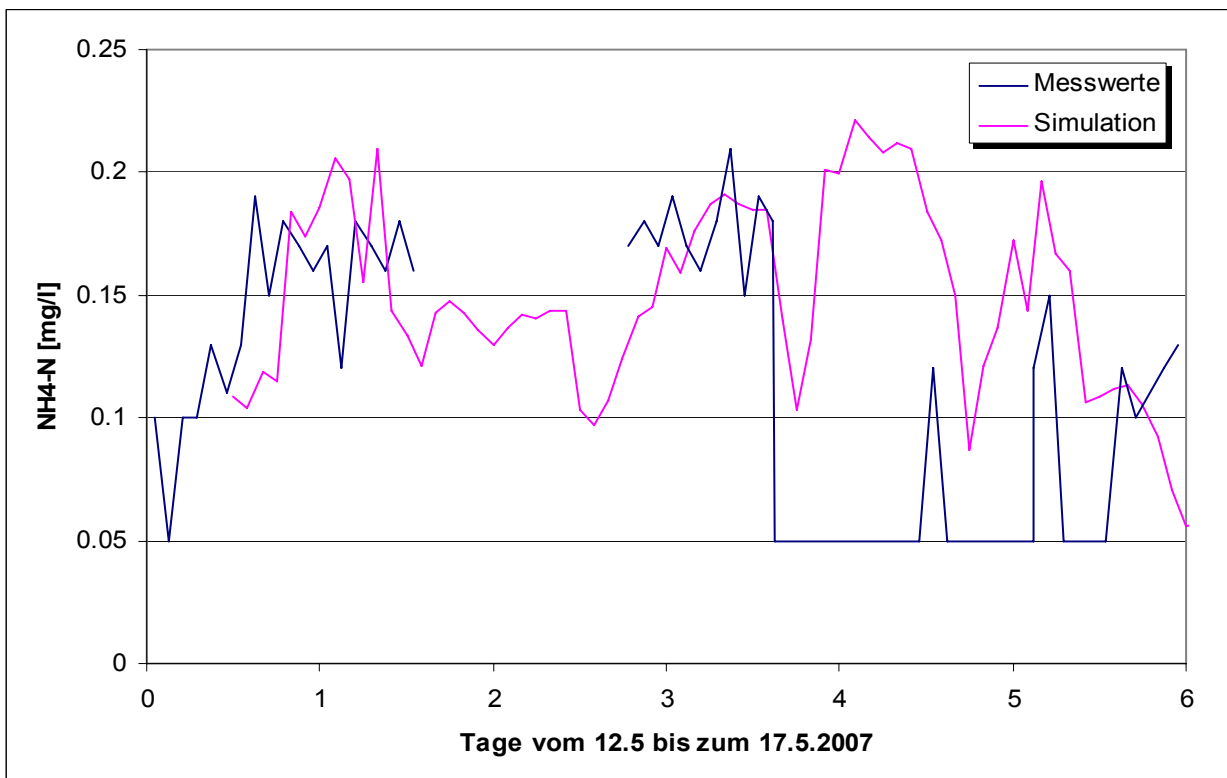


Bild 6.13: Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar

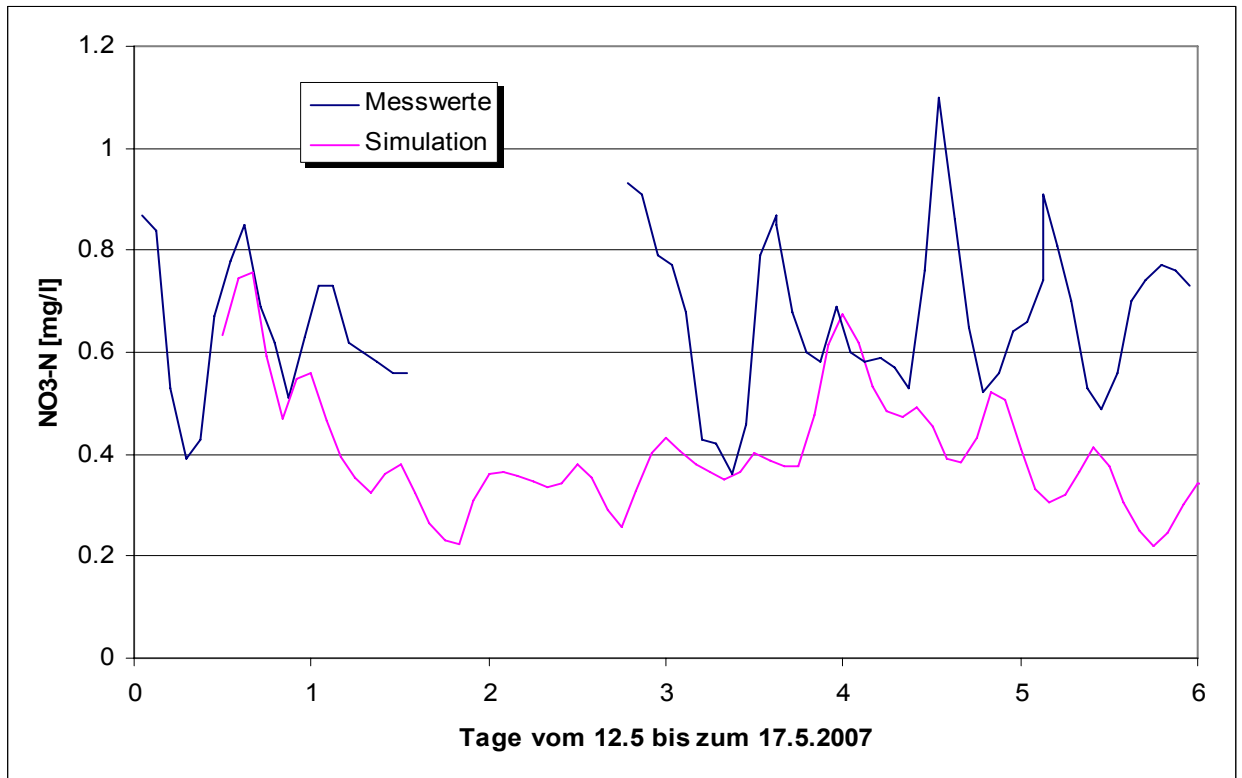


Bild 6.14: Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für Nitrat (NO₃-N) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar

Zur Kalibrierung der Anlage wurde ein Standardparametersatz nach KOCH et al. (2000) herangezogen. Von diesem ausgehend wurden 3 Parameter verändert:

- der Sättigungskoeffizient für Ammonium, autotrophes Wachstum [g N/m³]
- der Reduktionsfaktor von b_H (Konstante für Hydrolyse und Zerfall) unter anoxischen Bedingungen [-]
- das maximale Wachstum der autotrophen Biomasse [1/d]

Ein Vergleich der veränderten Parameter ist Tabelle 6.8 zu entnehmen.

Tabelle 6.8: Vergleich der bei der Kalibrierung veränderten Parameter mit Standardwerten

	Standardwert des ASM3	Wert nach KOCH et al. 2000	Gewählter Wert
Sättigungskoeffizient für Ammonium, autotrophes Wachstum	1,0	1,4	0,1
Reduktionsfaktor von b _H (Konstante für Hydrolyse und Zerfall) unter anoxischen Bedingungen	0,33	--	0,1
Maximales Wachstum der autotrophen Biomasse	1	1,3	1,2

Die Ablaufwerte für CSB wurden mittels des Anteils der gelösten, biologischen inerten Stoffe (SI) am gesamten CSB kalibriert. Der Anteil wurde auf 2 % des gesamten CSB abgesenkt. Das Ergebnis der Kalibrierung ist in Bild 6.15 zu sehen.

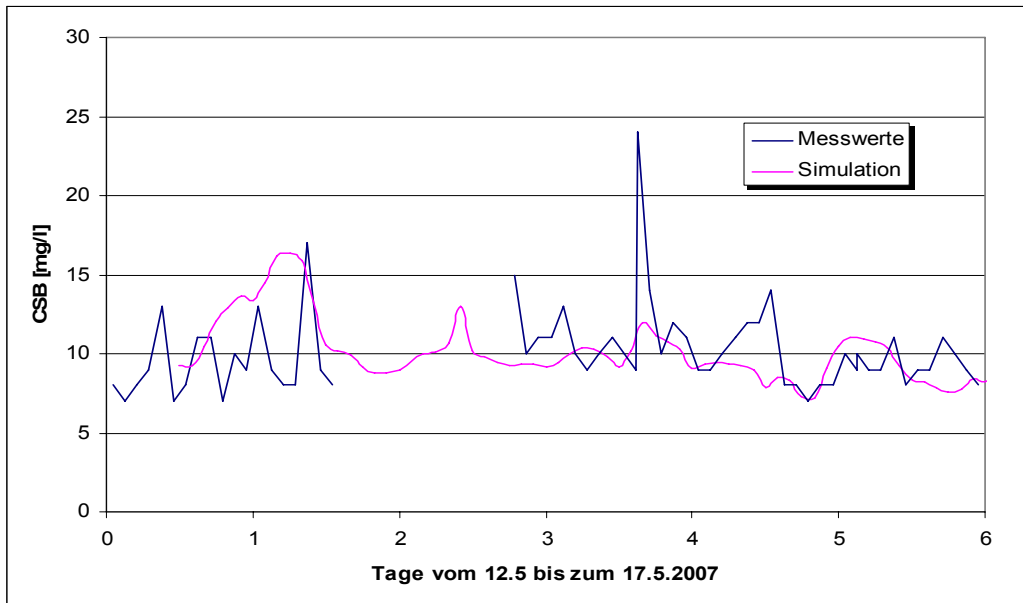


Bild 6.15 : Vergleich von gemessenen und simulierten Werten für den chemischen Sauerstoffbedarf (CSB) im Ablauf der Kläranlage Hoetmar

7 Entwicklung der Reinigungsstrategie

7.1 Prämissen der Reinigungsstrategie

Auf Basis der Felduntersuchungen wurde ein flächendeckendes Spülkonzept entwickelt, das eine zeitnahe Remobilisierung von Ablagerungen ermöglicht. Dabei wird das Ziel verfolgt, die Menge von Ablagerungen im Mischwassernetz zu verringern, die sich während Trockenwetterzeiten oder während des abklingenden Asts von Niederschlagsabflusserignissen bilden. Durch eine gezielte temporäre Abflusserhöhung in ablagerungskritischen Bereichen sollen Sedimente stromabwärts in Netzbereiche transportiert werden, die eine ausreichende Stofftransportkapazität aufweisen. Dadurch wird die durch ein NAE remobilisierbare Stoffmenge vermindert, die ansonsten aus der Gesamtmenge der während der Trockenwetterperiode gebildeten Stoffe bestünde.

In den ablagerungskritischen Bereichen, die häufig in den Anfangshaltungen zu finden sind, sind Schwallspüleinrichtungen, die den Trockenwetterabfluss zwischenspeichern, nicht geeignet, da der Trockenwetterabfluss nicht ausreicht, um die notwendige Spülwassermenge zu erzeugen, bevor Faulungsprozesse im Schmutzwasser einsetzen. Daher soll Regenwasser in Schachtspülanlagen zwischengespeichert werden. Mit dem Einsatz und der Zwischenspeicherung von Regenwasser sind nachfolgende Vorteile verbunden:

- Regenwasser weist eine geringere Verschmutzung mit organischen Stoffverbindungen auf, so dass Faulungsprozesse von untergeordneter Bedeutung sind.
- Durch die Speicherung und die verzögerte Abgabe des Regenwassers wird zusätzliches, dezentrales Speichervolumen zur Mischwasserbehandlung zur Verfügung gestellt.

Haltungen, Sammler und Transportsammler mit größeren Querschnitten werden zwar kontinuierlich mit einem höheren Trockenwetterabfluss beaufschlagt, dessen Geschiebetransport wird allerdings bei NAE durch Rückstau beeinträchtigt. Daher ist in diesen Systemabschnitten mit gröberem mineralischem Material nach NAE zu rechnen, das dort während der folgenden Trockenwetterzeiten zu umfangreicheren Ablagerungen in diesen Bereichen führt. Solche Sammler sollten daher mit Schwallwellen gereinigt werden, die auch gröberes Material aus den ablagerungskritischen Bereichen transportieren können. Dies kann entweder mit wenigen großen Wellen, sogenannten Geschiebewellen erreicht werden, oder mit einer Vielzahl kleinerer Wellen, die während der Trockenwetterzeiten erzeugt werden. Sofern die Rückstauenebene der oberhalb gelegenen Haltungen es zulässt, könnten Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtungen (KAS) zum Einsatz kom-

men. Alternativ ist auch der Einsatz von Kammerklappenanlagen mit externen Speichervolumen möglich.

Zusammenfassend lassen sich die Prämissen des dargestellten Spülkonzeptes wie folgt formulieren:

- Anfangshaltungen, die eine Mindestlänge von 25 m überschreiten, und Ablagerungen, die auf den intermittierenden Trockenwetterabfluss zurückzuführen sind, werden mit Schachtspüleinrichtungen ausgestattet (In Bild 7.1 sind diese Haltungen rot markiert).
- In Bereichen mit größeren Querschnitten, in denen Ablagerungen aufgrund von Rückstau und Verfrachtungen bei Niederschlagsabflussereignissen oder im Zuge langer Trockenwetterperioden entstehen, sind bei Trockenwetter arbeitende Spülsysteme oder gleichwertige Anlagen vorzuziehen. In Bild 7.1 sind diese Haltungen grün markiert.

7.2 Einsatzbereiche von Spüleinrichtungen

7.2.1 Anfangshaltungen

In den Anfangshaltungen, die eine Mindestlänge des Stranges von 25 m überschreiten und in denen Ablagerungen identifiziert wurden, kommen Schachtspüleinrichtungen zur Anwendung. Das notwendige Spülwasservolumen (SWV) wurde mit der Formel von PISANO et al. (1979) bestimmt. Örtliche Randbedingungen wie Strömungsumlenkungen wurden in der Reichweite des Spülschwallts berücksichtigt. Sofern das notwendige SWV nicht erreicht werden konnte, wurden weitere Schachtspüleinrichtungen stromabwärts vorgesehen. Für die Reinigung der ablagerungskritischen Anfangshaltungen (Länge von ca. 2.600 m) nach einer gewissen Trockenwetterperiode werden 21 Schachtspüleinrichtungen vorgesehen. Diese 21 Orte sind in der schematischen Übersicht des Kanalnetzes von Hoetmar Bild 7.1 verzeichnet. An 14 Stellen ist es wegen mehrfacher Umlenkung des Abwasserstromes oder wegen einer langen Spülstrecke wahrscheinlich, dass eine weitere Schachtspüleinrichtung erforderlich wird. Die Aufstellung der Schächte ist im Anhang aufgeführt. Bei der Anordnung der zusätzlichen SSE ist auf die Zugänglichkeit der Haltungen zu achten.

In den ausgewählten Schächten lassen sich im Mittel $1,15 \text{ m}^3$ Speichervolumen aktivieren. Daraus ergibt sich rechnerisch ein zusätzliches max. Speichervolumen von 40 m^3 aus Schwallspüleinrichtungen.

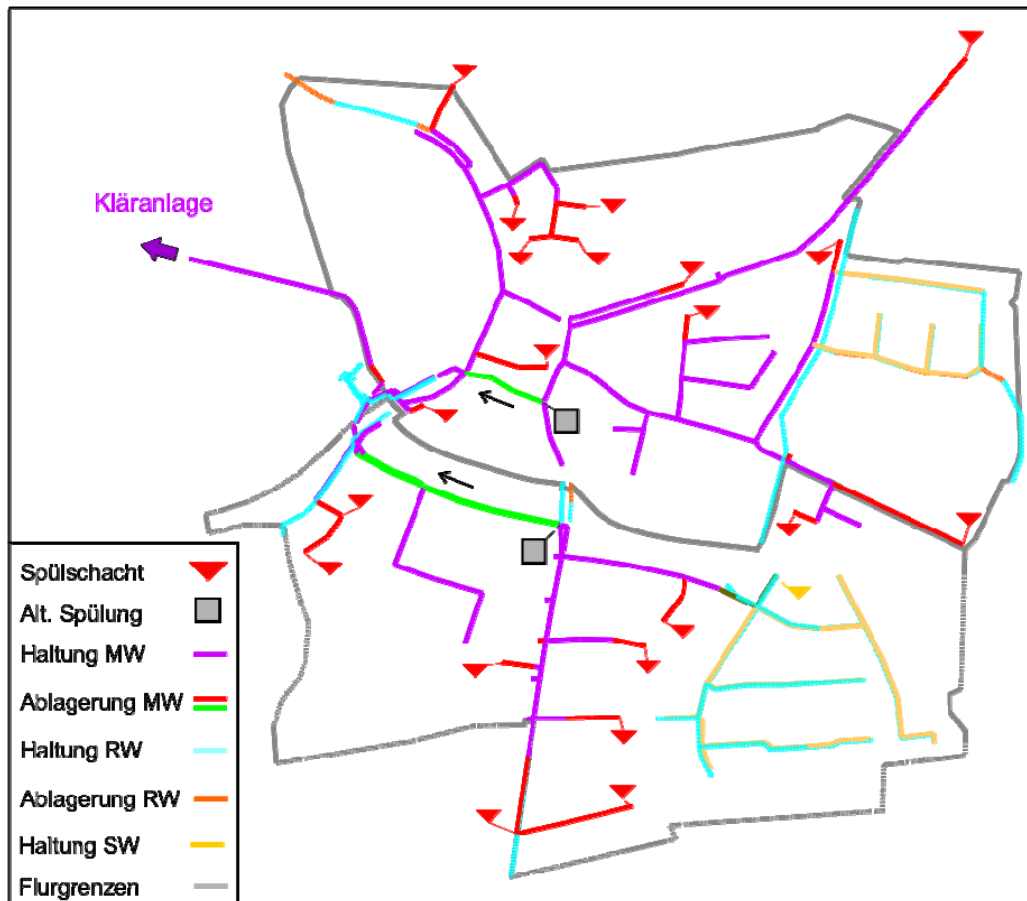


Bild 7.1: Darstellung der ablagerungskritischen Bereiche im Entwässerungssystem von Hoetmar sowie die Positionierung von Spülschächten in Anfangshaltungen

7.2.2 Sammler und Transportsammler

7.2.2.1 *Kenndaten der Sammler und Transportssammler*

Aus der in Augenscheinnahme der großformatigen Sammler waren hinsichtlich der Ablagerungsbildung die Sammler Gysenbergstraße II und Lambertusplatz auffällig. Einige Kennwerte dieser Sammler sind in Tabelle 7.1 aufgeführt. Die Position der Sammler ist schematisch in Bild 7.1 grün eingefärbt. In beiden Fällen sind ein geringes Gefälle sowie Vereinigungsschächte im Verlauf sowie am Ende der Sammler vorzufinden. Zudem ist eine Umlenkung von mehr als 45° am Ende der Sammler angeordnet. Da beide Sammler sich im näheren Umfeld des Regenüberlaufbeckens befinden, sind die entsprechende Abflussbegrenzung an den vorgeschalteten Trennbauwerken sowie der Abfluss zur Kläranlage zu beachten. Nachfolgend werden die Spülkonzepte für diese beiden Sammler dargestellt.

Tabelle 7.1: Kurzbeschreibung der örtlichen Verhältnisse an den großformatigen Sammlern im Kanalnetz Hoetmar mit Neigung zur Ablagerungsbildung

Name	Gysenbergstraße II	Lambertusplatz
Lage	südlich	nördlich
Normdurchmesser	DN 700	DN 1000
Gefälle [%]	1,1 - 2,9	0,8 - 2,0
Geometrisches Mittel	1,7	1,6
Länge	280	125
Drosseln am Ende	DN 300, 5 ‰	DN 300, 3,6 ‰
<i>Spülvolumen [m³]</i>		
Präventivreinigung	-	20
Grundreinigung	-	30
<i>Stauhöhe [cm]</i>		
Präventivreinigung	-	50 - 70
Bemerkungen	Vereinigungsschacht und Umlenkung im Verlauf und am Ende	

7.2.2.2 *Sammler Gysenbergstraße II*

Der Sammler Gysenbergstraße II hat einen Durchmesser von DN 700 und ein mittleres Gefälle von 1,7 ‰. Der Zulauf des Abschnittes besteht aus der rechtwinkligen Zuleitung zweier Sammler (DN 400 und DN 900), die in ein Trennbauwerk führen. Im Ablauf werden die beiden parallel verlaufenden Sammler, von denen nur der Sammler II bei Trockenwetter Abwasser führt, wieder zusammengeführt und münden im weiteren Verlauf nach einer sanften Umlenkung (30°, 15° und 45°) in ein Trennbauwerk mit einer Rohrdrossel (DN 300).

Eine an diesem Punkt installierte Spüleinrichtung kann wegen der im Oberstrom realisierten Gefälleverhältnisse nicht aus der Gruppe der KAS stammen. Bild 7.2 verdeutlicht die Rückstauerebenen im Oberstrom bei einer Stauhöhe von $h = 0,5$ m (grün) bzw. 1,0 m (gelb). Aus der Übersicht wird deutlich, dass sich selbst bei einer nicht ausreichenden Stauhöhe von $h = 0,5$ m eine Staulänge von mehr als hundert Metern ergibt. Bei einer Stauhöhe von $h = 1,0$ m werden weite Teile des oberhalb liegenden Mischwassernetzes eingestaut, so dass der Trockenwetterabfluss das daraus resultierende Spülvolumen nicht auffüllen kann, bevor Faulungsprozesse einsetzen. Zudem ist anzunehmen, dass Ablagerungen im Staubereich zurückbleiben können, wenn der Staubereich derartig

breit verteilt ist. Aus diesen Gründen ist der Einsatz von KAS an dieser Stelle nicht möglich.

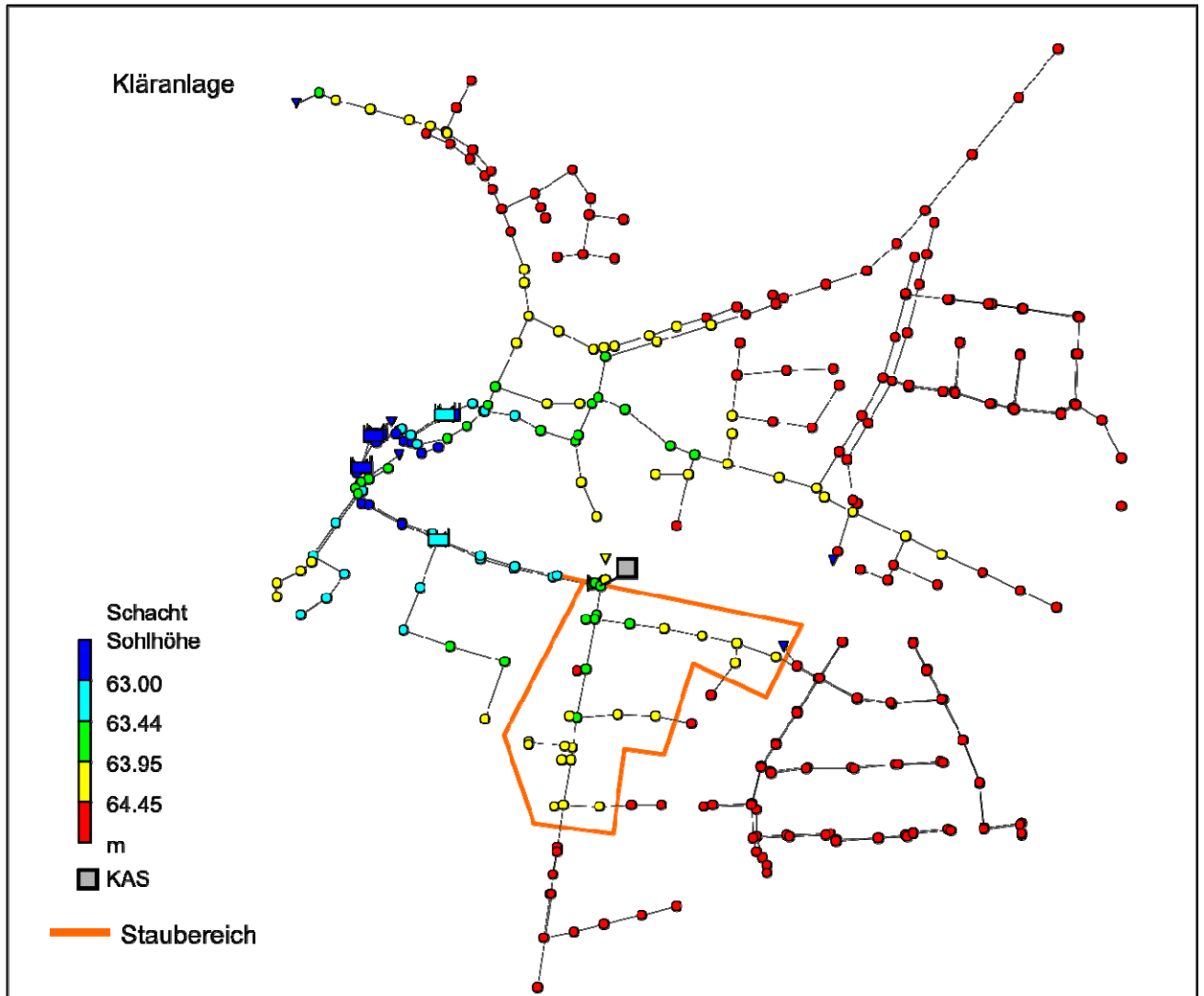


Bild 7.2: Mischwasser- und Schmutzwassersystem (KAS Gysenbergstrasse II)

Als alternative Variante präsentieren sich Kammerklappenanlagen. Den Ausführungen von DOHMANN UND DETTMAR (2002) folgend, wäre für eine Spülstrecke von 280 m beim Einsatz von Kammerklappenanlagen (KKA) ein Spülwasservolumen von ca. 8 m³ erforderlich. Bei einem täglichen Trockenwetterstrom von ca. 170 m³ kann eine ausreichende Anzahl von Spülwellen erzeugt werden.

Als weitere Möglichkeit könnten ein bis zwei Regenwasserkanäle als Spülwasserspeicher genutzt werden, die zeitverzögert nach einem NAE die Spülwelle erzeugen. An dieser Stelle ist allerdings zu erwähnen, dass der Einsatz von Niederschlagswasser für die Reinigung eines Mischwassersammlers die Gesamtmenge des in der Kläranlage zu behan-

delnden Abwassers erhöht. Mit der Erhöhung der Abwassermenge steigen auch die Betriebskosten und die Abwasserabgabe.

Tabelle 7.2: Kurzbeschreibung der örtlichen Verhältnisse zur alternativen Spülwasserversorgung vom Sammler Gysenbergstraße II

Regenwasserkanal	Durchmesser	Länge	min. Sohlendifferenz	Druckhöhe ohne Schächte	Volumen
	DN	[m]	[m]	[m]	[m ³]
24480361	600	53	0,27	0,9	5,1
24490364	300/400	47	0,52	0,8	3,3

7.2.2.3 Sammler Lambertusplatz

Der Sammler, der den nord-östlichen mit dem nord-westlichen Einzugsgebiet verbindet, hat einen Durchmesser von 1.000 mm und weist ein mittleres Sohlengefälle (geometrisches Mittel) von 1,6 ‰ auf. Im Zulauf dieses ca. 125 m langen Sammlers werden zwei Sammler mit sehr unterschiedlichen Nennweiten von DN 300 und DN 1000 zusammengeführt. Im Vereinigungsbauwerk werden die Abwasserströme zudem jeweils um fast 90° umgelenkt. Die Zusammenführung zweier ungleicher Abwasserströme macht sich durch erhöhte Strömungsverluste bemerkbar, so dass die im direkten Oberlauf festzustellenden ausreichenden Sohlengefälle von 3,2 ‰ die den Sedimenttransport erschwerenden Verhältnisse im Sammler nicht kompensieren können.

Im Auslauf des Sammlers ist zu beachten, dass ein Abwasserkanal (DN 600) Abflüsse mit einer hohen kinetischen Energie mit dem Hauptsammler vereint und dass nach weiteren 30 m und einer weiteren Umlenkung von 90° ein Trennbauwerk angeordnet ist, das im Mischwasserfall zu Rückstau in die oberhalb gelegenen Sammler führt.

Den o. g. Prämissen folgend wird für den Sammler Lambertusplatz eine quasikontinuierliche Spülung mit Abwasser aus dem Trockenwetterabfluss vorgeschlagen. Allerdings zeigt sich auch an dieser Stelle, dass der Einsatz von KAS nicht erfolgversprechend ist. Bild 7.3 zeigt die Sohlkoten des Misch- und Schmutzwassersystems von Hoetmar farbreferenziert auf die Sohlkote am Einsatzort von 63,44 m. Die hellblau und grün markierten Schächte verdeutlichen die Staulänge bei einer Stauhöhe von 0,50 m bzw. 1,0 m. Aus der Darstellung ist zu entnehmen, dass bei einer Stauhöhe von 1,0 m ein zu weiter und zu stark verästelter Bereich des Mischsystems eingestaut wird. Da das Spülwasservolumen dadurch sehr groß wird und nicht gewährleistet ist, dass die Sunkwelle in den Außenbereichen des verästelten Spülwasserkörpers ausreicht, die während der Einstauphase sedimentierten

Abwasserinhaltsstoffe zu remobilisieren, ist der Einsatz von KAS hier nicht zu empfehlen. Entsprechend ist das Speichervolumen durch technische Einrichtungen zu begrenzen oder außerhalb in Kammern einzurichten.

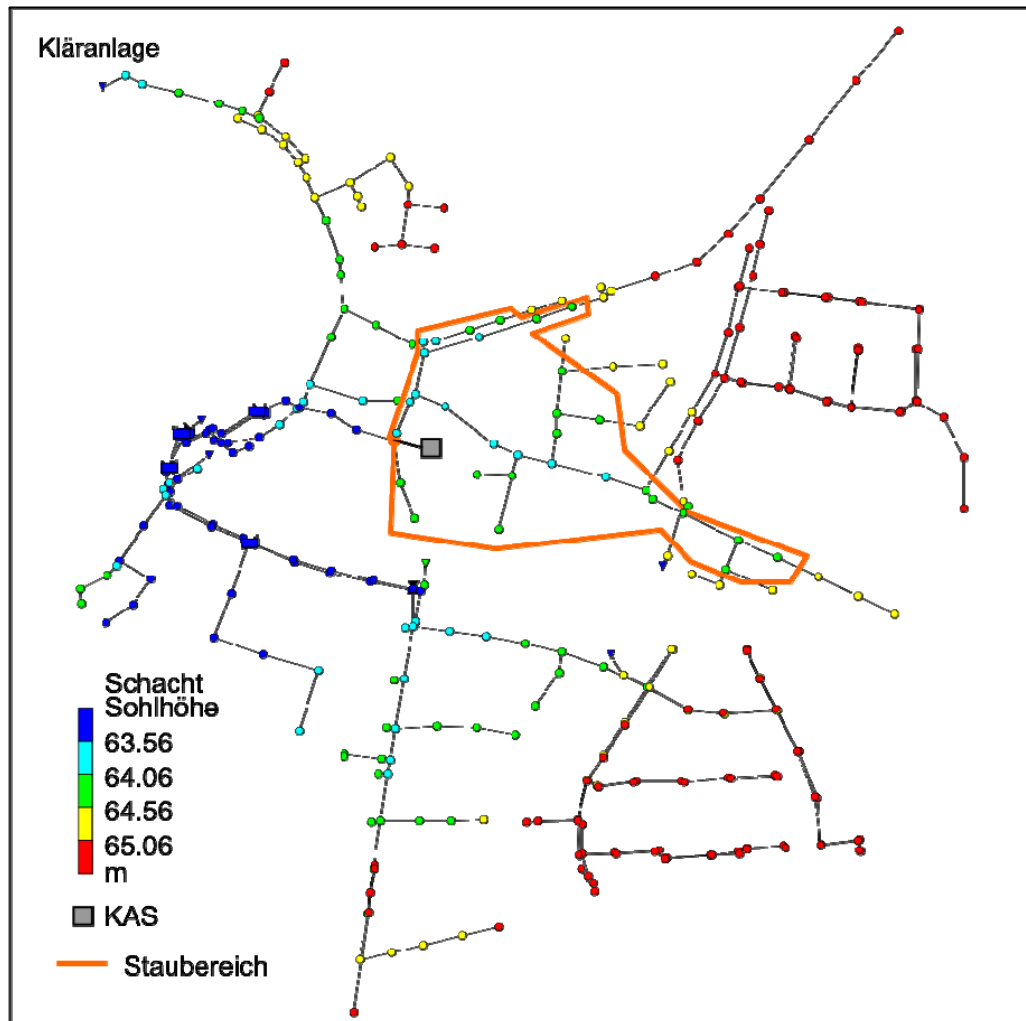


Bild 7.3: Mischwasser- und Schmutzwassersystem (KAS Lambertusplatz)

Als mögliche Variante bietet sich wie auch schon am Sammler Gysenbergstraße II der Einsatz von Kammerklappenanlagen an. Nach DOHMANN UND DETTMAR (2002) wird für den ca. 125 m langen Sammler ein Spülwasservolumen von ca. 5 m³ bei einer Stauhöhe von 1,5 m benötigt, um die erforderlichen Sohlschubspannungen zu erzeugen.

7.3 Vergleichende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

7.3.1 Ansatz und Zielgleichung

Bei der nachfolgenden Wirtschaftlichkeitsbetrachtung werden die Kosten für eine netzweite Schwallspülung den Kosten der HD-Reinigung gegenübergestellt. Dabei ist zu beach-

ten, dass mit der flächendeckenden quasi-kontinuierlichen Reinigung eine Verbesserung der Emissionssituation einhergeht. Im Rahmen dieser vorläufigen Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wird das Maß ermittelt, um das die Emissionen verringert werden müssen, damit die Investitionen in Reinigungseinrichtungen genauso wirtschaftlich sind wie die HD-Reinigung. Dabei wird der Berechnungsansatz der Abwasserabgabe mit Schadeinheiten und die Kostenvergleichsrechnung über einen Betrachtungszeitraum von 20 a nach LAWA (2005) verwendet. Der Zinssatz i wird zu 3 % angenommen. Genauso wird von einer durchschnittlichen Preissteigerung von 3 % ausgegangen. Aus LAWA (2005) folgt dann:

$$\Delta JK = [IK_{SSE} \cdot KFAKR(i, n) - LK_{HDR}] \quad (6.6)$$

mit:

ΔJK	EUR	Unterschied in den Jahreskosten
IK_{SSE}	EUR	Investitionskosten Schwallspüleinrichtung
LK_{HDR}	EUR	Laufende Kosten der HD-Reinigung
$KFAKR(i, n)$	[-]	Diskontierungsfaktor für einmalige Zahlungen
$DFAKRP(r; i; n)$	[-]	Diskontierungsfaktor für eine Zahlungsreihe, mit progressiver Steigerungsrate
i	[-]	Zinssatz (absolut)
r	[-]	Preissteigerung (absolut)
n	[a]	Betrachtungszeitraum

Des Weiteren werden folgende Annahmen zu Grunde gelegt:

- Die HD-Reinigung wird jährlich durchgeführt.
- Die Funktionskontrollen der Schwallspüleinrichtungen können im Rahmen der Inspektionen zur Erfüllung der SüwV Kan erbracht werden.

Die Differenz in den Jahreskosten kann dann mit der möglichen Verbesserung der Emissionssituation verglichen werden. Dazu werden die Vorgaben aus dem Gesetz über *Abgaben für das Einleiten von Abwasser in Gewässer* (ABWAG, 1994) herangezogen.

7.3.2 Kosten der HD-Reinigung

Zur Erfüllung der Selbstüberwachungsverordnung Kanal (SüwV Kan) wurde das Kanalnetz vollständig inspiziert. Die Kostenansätze der letzten HD-Reinigung sind in Tabelle 7.3 in Abhängigkeit der Rohrdurchmesser aufgeführt. Die Jahreskosten ergeben sich für die Größenverteilung der Rohrdurchmesser des Hoetmarer Kanalnetzes zu ca. 3.000 €. Daraus ergibt sich dann ein durchschnittlicher Preis von 0,31 € pro lfm.

Tabelle 7.3: Kosten der Hochdruckreinigung (Daten EBW)

Rohrdurchmesser [mm]	Kosten pro lfm [€]
DN 200-300	0,2
DN 400	0,31
DN 500	0,41
DN 600	0,41
DN 700	0,56
DN 800	0,66
DN 900	0,77
DN 1000	0,87
DN 1200	1,02

7.3.3 Kosten zur Umsetzung des Schwallspülkonzeptes

Die Kostenstruktur von Schwallspüleinrichtungen spiegelt die hohen Investitionen in Gerätetechnik wider. Somit bestehen die Jahreskosten vorwiegend aus den Kapitalwiedergewinnungskosten. Die Berechnung der Jahreskosten des vorgestellten Schwallspülkonzeptes basiert auf den spez. Kostenansätzen aus DOHMANN UND DETTMAR (2002). Aus den Kostenansätzen und dem Gerätebedarf des Schwallspülkonzeptes ergeben sich die in Tabelle 7.4 dargestellten Investitionskosten.

Tabelle 7.4: Auflistung der Geräte für zwei Varianten des Schwallspülkonzeptes

	Anzahl [Stück]	Einheitspreis [€]	Kosten [€]
Spülschächte (ohne Fremdenergie)	35	3.000,00	105.000,00
Installation (Spülschächte)	35	2.000,00	70.000,00
Kammerklappenanlage	2	35.000	70.000
Summe			245.000
<i>Variante 1</i>			245.000
<i>Variante 2</i>			175.000

Aus dem vorgestellten Gerätebedarf lassen sich zwei Varianten ableiten. Die erste Variante schließt den Bau von Kammerklappenanlagen ein, während die zweite Variante auf diesen Anteil verzichtet, da es sich in den Bereichen um überwiegend mineralische Ablagerungen handelt, von denen ein geringeres Emissionspotential ausgeht. Mit den in Kapitel 7.3.1 aufgeführten Annahmen und den finanzmathematischen Berechnungen nach LAWA (2005) ergeben sich die Jahreskosten für Variante 1 zu ca. 16.500 € und zu 11.800 € für Variante 2.

Unter Berücksichtigung der Kosten für die Hochdruckreinigung ergibt sich eine Differenz der Jahreskosten von 13.500 € für Variante 1, bzw. 8.500 € für Variante 2.

7.3.4 Schlussfolgerungen der vergleichenden Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

Die ermittelten Jahreskosten für die Implementierung einer quasi-kontinuierlichen Schwallspülung werden nun einer möglichen Reduzierung der Abwasserabgabe gegenübergestellt, die sich durch die Reduzierung der Belastung an der Kläranlage ergibt. Dabei wird die Möglichkeit, Ausgaben zur Verbesserung der Gewässergüte durch den Einsatz neuer Technologien mit der Abwasserabgabe vergangener Jahre zu verrechnen, wenn Emissionen um mehr als 20 % reduziert werden, nicht berücksichtigt.

Wird die zu leistende Abgabe pro Schadeinheit auf 35,79 EUR (ABWAG, 1994) angesetzt, wird bei einer Differenz in den Jahreskosten von 13.500 EUR bzw. 8.800 EUR eine Reduzierung der Emissionen von 380 SE bzw. 250 SE notwendig. Bezogen auf den chemischen Sauerstoffbedarf wäre eine Reduktion der Emissionen von 19.000 kgCSB/a bzw. 12.500 kgCSB/a erforderlich, vgl. auch Tabelle 7.5. Da die Emissionen aus Regenentlastungsanlagen pauschal berücksichtigt werden, können Erfolge, durch die Kanalreinigung auf die Emissionssituation aus Regenentlastungsanlagen noch nicht berücksichtigt werden. So wurden in 2006 ca. 201.000 m³ Abwasser in der Kläranlage behandelt, von denen 125.800 m³ Schmutz- und Fremdwasser waren. Die Differenz, das Regenwasser, ist demnach 75.200 m³ mit einer überschläglichen Fracht von 1.350 kg CSB/a. Aus der Gegenüberstellung der realisierbaren Emissionsfrachtreduktion bei Regenwetter und der notwendigen Frachtreduzierung an der Kläranlage, um die Kosten über Einsparungen bei der Abwasserabgabe zu refinanzieren, wird deutlich, dass das Reduktionspotential der Kläranlagenemissionen aus Regenwasser nicht ausreicht, die Investitionen gegen zu finanzieren.

Tabelle 7.5: Gegenüberstellung des Ergebnisses der vergleichenden Wirtschaftlichkeitsbetrachtung der Schwallspülkonzeptvarianten am Beispiel Hoetmar

		Variante 1	Variante 2
Jahreskosten	[€]	13.500	8.800
Schadeinheiten	[SE]	380	250
Zu reduzierende Schmutzfracht	[kgCSB/a]	19.000	12.500
Emissionen an der Kläranlage aus Regenwasser	[kgCSB/a]	1.350	

Eine dynamische Frachtbetrachtung zur integralen Bestimmung der Reduktion der Gewässerbelastung, die für die zweite Phase vorgesehen war, könnte das Reduktionspotential weiter erhöhen. Eine Verzehnfachung ist aber unwahrscheinlich.

8 Fazit der Untersuchungen und Empfehlungen

Die Untersuchungen zeigen auf, dass Ablagerungen in der Kanalisation mit Zunahme der Länge der vorangegangenen Trockenwetterperiode die Dynamik des Schmutzfrachtverlaufs verändern. Im Kanalnetz von Hoetmar werden die Mechanismen der Ablagerungsbildung von den Trockenwetterbedingungen dominiert, da nur wenige großformatige Sammler bzw. Transportsammler existieren.

Aus den Untersuchungen können insbesondere hinsichtlich einer quasikontinuierlichen Reinigungsstrategie und des Online-Monitorings Empfehlungen gegeben werden.

Eine quasi-kontinuierliche Reinigungsstrategie beinhaltet verschiedene Ansätze für die Reinigung von ablagerungskritischen Bereichen in den Anfangshaltungen und den entsprechenden konsekutiven Bereichen. In den Anfangshaltungen ist der Einsatz von Schachtspüleinrichtungen zu empfehlen, die mit Regenwasser betrieben werden. Dabei ist anzustreben, nicht wie bisher üblich, direkt nach einem Regenereignis zu spülen, sondern nach einem Zeitraum von 1-2 Tagen. Die Zeitspanne ist an den Verschmutzungsgrad und ggf. an die Jahreszeit anzupassen, da Umwandlungsprozesse innerhalb der Ablagerungen ungewünschte Folgen auslösen können.

Zur quasi-kontinuierlichen Reinigung von Großprofilen und konsekutiven Netzabschnitten wird der Einsatz von Spülschächten nicht ausreichen. Das Spülwasservolumen sollte an den Stellen, an denen es die vorhergehenden Gefälleverhältnisse erlauben, mit kanalvolumenaktivierenden Schwallspüleinrichtungen gespült werden. In den anderen Fällen können Kammerklappenanlagen zum Einsatz kommen.

Durch den Einsatz von Online-Sonden ist ein Monitoring der Schmutzfrachtverläufe möglich. Sofern der Betrieb der Messeinrichtungen sowie die Kalibrierung der Messinstrumente regelmäßig stattfinden, ist auch eine quantitative Nutzung der Messergebnisse möglich. Der selektive Ausschnitt des Messfensters verursacht zwar eine große Unsicherheit in der Messung, die allerdings auch bei herkömmlichen Messsystemen auftritt. Die Zuverlässigkeit und die Möglichkeit durch die Gewinnung von Zeitreihen auch nachträglich die Güte der Messung zu beurteilen, sind Vorteile dieses Messprinzips.

Aus der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung lässt sich ableiten, dass eine netzweite quasikontinuierlichen Reinigungsstrategie nur dann wirtschaftlich umsetzbar ist, wenn das durch Schwallspüleinrichtungen in der Kanalisation aktivierte Speichervolumen als Mischwasserbehandlungsvolumen an anderer Stelle eingespart werden kann oder eine Immissionsbetrachtung frachtreduzierende Maßnahmen erfordert.

9 Literatur

- ABDERREZZAK, K., PAQUUIER, A. (2007) Numerical modelling of flushing waves in sewer channels, Proceedings, 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies, Novatech, Band 3, S. 1285 - 1293. Lyon, Frankreich
- ABWAG (1994). Gesetz über Abgaben für das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserabgabengesetz - AbwAG), In der Fassung der Bekanntmachung vom 3.11.1994, BGBl. III/FNA 753-9, In: Umweltrecht, 15. Auflage, Beck-Texte, Deutscher Taschenbuchverlag, München
- ALMEIDA, M.C., BUTLER, D., FRIEDLER, E. (1999). At-source domestic wastewater quality, Urban Water, Vol. 1, pp. 49-55
- ARTHUR, S. (1996). Near bed solids transport in combined sewers, PhD-Thesis, University of Abertay Dundee, GB
- ARTHUR, S., ASHLEY, R. M. (1998). The influence of near bed solids transport on first foul flush in combined sewers, Wat. Sci. Tech., 37(1), S.131-138
- ASHLEY, R.M., CRABTREE, R.W. (1992). Sediment origins, deposition and build up in a combined sewer, Wat. Sci. Tech. 25(8), S. 1-12
- ASHLEY, R.M., DUDLEY, J., VOLLERTSEN, J., SAUL, A.J., JACK, A., BLANKSBY, J.R. (2002). The effect of extended in-sewer storage on wastewater treatment plant performance, Water Science & Technology 45(3), S. 239-246
- ATV (1994). ATV Handbuch- Planung der Kanalisation, 4. Auflage, Ernst&Sohn, Berlin
- ATV 1997a, ATV-Handbuch- Biologische und weitergehende Abwasserreinigung, 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- ATV 1997b, ATV-Handbuch- Mechanische Abwasserreinigung, 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- BAUER, H. (2003). Untersuchungen von Belebungsanlagen mit simultaner aerober Schlammstabilisierung unter besonderer Berücksichtigung der Blähschlamm- und des Stabilisierungsgrades, Korrespondenz Abwasser, 2003(11), S. 80-105
- BAUER, H. (2005). Untersuchungen zur Betriebsweise aerober Schlammstabilisierungsanlagen, Korrespondenz Abwasser, 2005(1), S. 39-44
- BEICHERT, J. (1992) Influence of sewer sediments on overflow load for various combined sewer systems, Wat. Sci. Tech., 25 (8), S.217 - 224
- BERGER, C., LOHAUS, J. (2004). Zustand der Kanalisationen in Deutschland, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J.-L. CAMPISANO, A., CREACO, E., MODICA, C. (2005). Experimental analysis of the Hydrass flushing gate and field validation of flush propagation modelling, Water Science and Technology, 51(2), S. 129–137
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J.L., BARDIN, J. P. GIBELLO, C. (2005). Long term monitoring of sewer sediment accumulation and flushing experiments in a man-entry sewer, Proceedings, 10th Int. Conf. on Urban Drainage (ICUD), Copenhagen, Denmark
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J.-L., CHEBBO, G., SAGET, A. (1998), Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon, Wat. Res. 32(8), S. 2341-2356
- BETRAND-KRAJEWSKI, J.-L. (1992). A model for solid production and transport for small urban catchments, Wat. Sci. Tech., 25 (8), S.29 - 36

- BEUTLE, K.F. (1998), Untersuchungen zur Schlammstabilisierung bei diskontinuierlich belüfteten Belebungsanlagen, Dissertation TU Graz, Graz
- BGS (2003). Programmbeschreibung Moment 7.0, Brandt-Gerdes-Sitzmann Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- BOLLER, M. (2003), Nachhaltige Regenwasserentsorgung auf dem Weg in die Praxis, EAWAG news 57, S. 25-28
- 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), S. 455-462
- BORNSCHEIN, A. (2006). Schwallströmungen auf trockener Sohle, Wasserbaukolloquium 2006, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 32, S. 391 - 398, Dresden
- BROMBACH, H., FUCHS, S. (2002). Datenpool gemessener Verschmutzungskonzentrationen von Trocken- und Regenwetterabflüssen in Misch- und Trennkanalisationen, Abschlussbericht, ATV-DVWK Forschungsfonds, Hennef
- BRUNS, J. (1999). Dynamische Kopplung von Regenwasserbehandlung und Abwasserreinigung bei Mischwasserzufluß, Dissertation, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd. 151
- BÜCKER (2007), Betriebsanweisung der Kläranlage Hoetmar im Auftrag der Entsorgungsbetriebe der Stadt Warendorf, unveröffentlicht
- BUTLER, D., DAVIS, J. W. (2004). Urban Drainage, Spoon Press, 2. Auflage, London
- CAMPISANO, A., GREACO, E., MODICA, C. (2006) Experimental analysis of the Hydrass flushing gate and laboratory validation of flush propagation modelling, Wat. Sci. Tech., 54 (6-7), S. 101-108
- CAMPISANO, A., GREACO, E., MODICA, C., REITANO, S. (2006). Flushing Experiments with cohesive sediments, Proceedings, 2nd Int. Conf. on Sewer Operation and Maintenance (SOM), Wien, Österreich S. 27-34
- CAMPISANO, A., MODICA, C. (2003). Flow velocities and shear stresses during flushing operations in sewer collectors, Wat. Sci. Tech. 47(4), S. 123-128
- CAMPISANO, A.; CREACO, E., MODICA, C. (2005). A dimensionless approach for determining the scouring performance of flushing waves in sewer channels, Proceedings 10th Intern. Conf. on Urban Drainage (ICUD), 21-26 August 2005, Copenhagen, Denmark
- CRABTREE, R.W. (1988). Sediment in Sewers, Journal IWEM, 3(6), 569-578
- DELETIC, A. (1998), The first flush load of urban surface runoff, Wat. Res. 32(8), S. 2462-2470
- DETTMAR, J. (2006). Beitrag zur Verbesserung der Reinigung von Abwasserkanälen, Dissertation, Aachener Schriften zur Stadtentwässerung, Bd. 8, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen
- DETTMAR, J., STAUFER, P. (2005a). Behaviour of the activated storage-volume of flushing-waves on cleaning-performance, 10th International Conference on Urban Drainage, 21-26 August 2005, Copenhagen, Denmark
- DETTMAR, J., STAUFER, P. (2005b). Modelling of flushing waves for optimizing cleaning operations, Water Science and Technology, 52(5), S. 233-240
- DIN 19957, Kläranlagen – Mineralische Füllstoffe und Füllstoffe aus Kunststoff für Tropfkörper – Anforderungen, Prüfung, Lieferung, Einbringen, 2004

- DOHMANN, M. (1998). Beurteilung des Zustandes des Kanalnetzes und seiner Unterhaltung aufgrund des Zulaufes zur Kläranlage, Vortrag auf dem 11. Lindauer Seminar
- DOHMANN, M., DETTMAR, J. (2002). Untersuchungen zur Optimierte Kanalreinigung im Hinblick auf eine Minimierung biogener Schwefelsäurekorrosion und eine Verhinderung von Schmutzfrachtstößen bei der Abwasserbehandlung und Mischwasserentlastung, Abschlussbericht des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens im Auftrag des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen, Aachen
- EPA (1993), Manual for combined sewer overflow control, EPA Report No. 625/R-93/007, Cincinnati, Ohio, S. 19-21
- ERBE V., SCHÜTZE M. (2005). An integrated modelling concept for immission-based management of sewer system, WWTP and river, *Wat. Sci. Tech.*, 52(5), S. 95-103
- FUCHS, L., SEGGELE, K. (2003). Gemeinsame Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage, Beitrag zum ATV-DVWK-Workshop „Mess- und Regelungstechnik in abwassertechnischen Anlagen“ in Wuppertal, 25./26. November 2003
- GEIGER, W. F. (1984), Mischwasserabfluss und dessen Beschaffenheit – ein Beitrag zur Kanalnetzplanung, *Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen*, Technische Universität München, Bd. 50
- GRAECO, E., BERTRAND-KRAJEWSKI, J.-L. (2007). Modelling the flushing of sediments in a combined sewer, *Proceedings, 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies*, Novatech, Band 3, S. 1293 - 1300. Lyon, Frankreich
- GUJER, W. (1999). *Siedlungswasserwirtschaft*, 2. Auflage, Springer, Berlin
- GUJER, W. (2007), *Siedlungswasserwirtschaft*, 3. Auflage, Springer, Berlin
- GUJER, W., MOGENS, H., MINO, T., VAN LOSSDRECHT, M. (1999), Activated sludge model No. 3, *Wat. Sci. Tech.* 39(1), S. 183-193
- GUPTA, K., SAUL, A. (1996), Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows, *Wat. Res.* 30(5), S. 1244-1252
- HAUßMANN, R. (1996). *Wasserwirtschaftliche Konsequenzen der Kanalreinigung*, Tagungsband: Entwicklung in der Kanalisationstechnik, Düsseldorf
- HENZE, M., GRADY, C.P.L., GUJER, W., MARAIS, G.V.R, MATSUO, T. (1987). *Activated Sludge Model No.1*. IAWPRC Scientific and Technical Report No.1, IAWPRC, London
- HUISMANN, J. L.; BURCKHARDT, S.; LARSEN, T. A.; KREBS, P.; GUJER, W (2000). Propagation of Waves and Dissolved Compounds in Sewer, *Journal of Environmental Engineering*, Januar 2000
- KAMRATH, P., DISSE, M., HAMMER, J., KÖNGETER, J. (2006). Assessment of Discharge through a Dike Breach and Simulation of Flood Wave Propagation, *Natural Hazards*; Volume 38, Issue 1-2, May 2006; S. 63 - 78, Springer Netherlands
- KANG, J.-H., KAYHANIAN, M., STENSTROM, M. K. (2006). Implications of a kinematic wave model for first flush treatment design, *Wat. Res.* 40, S. 3820 - 3830
- KANSO, A., CHEBBO, G., TASSIN, B. (2005). Stormwater quality modelling in combined sewers: calibration and uncertainty analysis, *Wat. Sci. Tech.*, 52 (3), S. 63 - 71.
- KIM, L.-H., KO, S.-O., JEONG, S., YOON, J. (2007), Characteristics of washed-off pollutants and dynamics EMCs in parking lots and bridges during a storm, *Science of the total environment* 376, S. 178-184

- KIRCHHEIM, N. (2005). Kanalablagerungen in der Mischkanalisation, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA, Hrsg.), Hennef
- KOCH, G., KÜHNI, M., GUJER, W., SIEGRIST, H. (2000), Calibration and validation of Activated sludge model No.3 for swiss municipal wastewater, *Wat. Res.* 34(14), S. 3580-3590
- KOSTRA-DWD (1997), Software für die Koordinierte-Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertung, Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie, Hannover
- KREBS, P. (2003). Auswirkungen der Mischwasserdynamik auf Abwasserbehandlung und Fließgewässer, Schriftenreihe Gewässerschutz Wasser Abwasser Nr. 190, Aachen
- KREBS, P., HOLZER, P., HUISMAN, J.L. RAUCH, W. (1999), First flush of dissolved compounds, *Wat. Sci. Tech.* 39(9), S. 55-62
- LANGEVELD, J.G. (2004), Interactions within wastewater systems, Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, Die Niederlande
- LANGEVELD, J.G., CLEMENS, F.H.L.R, VAN DER GRAAF, J.H.J.M. (2003), Interactions within the wastewater system: requirements for sewer processes modelling, *Wat. Sci. Tech.* 47(4), S. 101-108
- LAWA (2005). Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien), Länder Arbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.), Kulturbuchverlag Berlin GmbH, Berlin
- LI, Y., LAU, S.-L., KAYHANIAN, M., STENSTROM, M.K. (2006), First flush and natural aggregation of particles in highway runoff, *Wat. Sci. Tech.*, 54(11), S. 21-27
- LÜTZNER, K., GEBHARD, V. (1998). Gemeinsame Betrachtung von Kanalnetz und Kläranlage zur Minimierung der Gesamtemissionen - Kanalnetz, In: Hahn, H.H.; Schäfer, M. (Hrsg.) *Stoffströme in der Urbanhydrologie - Emission/Immission-* Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Bd. 88, Oldenbourg Verlag, München
- MARQUOT, A., STRICKER A.-E., RACAULT Y. (2006), ASM1 dynamic calibration and long-term validation for an intermittently aerated WWTP, *Wat. Sci. Tech.* 53(12), S. 247-256
- MUNLV (2006). Entwicklung und Stand der Abwasserreinigung in Nordrhein-Westfalen, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, MUNLV, 12. Auflage
- MUNLV (2007). Entwicklung und Stand der Abwasserreinigung in Nordrhein-Westfalen, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (Hrsg), Kurzfassung, 13. Auflage, Düsseldorf
- MUSCHALA, D. (2006). Evolutionäre multikritielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systemen, Dissertation, Zanke, U., Ostrowski, M. (Hrsg), TU Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Darmstadt
- N.N. (1992). Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen, DWA Arbeitsblatt A 128, Vertrieb: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), St. Augustin
- N.N. (1994). Gesetz über Abgaben für das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserabgabengesetz - AbwAG), Fassung vom 3. November 1994, BGBl. I S. 3370, BGBl. I, S. 2331

- N.N. (1995). Selbstüberwachungsverordnung Kanal, Verordnung zur Selbstüberwachung von Kanalisationen und Einleitungen von Abwasser aus Kanalisationen im Mischsystem und im Trennsystem (SüwV Kan), Nordrhein Westfalen
- N.N. (2000). Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Vertrieb: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hrsg.), Hennef
- N.N. (2003). Arbeitsblatt ATV-DVWK-M 369, Infrastrukturabfälle: Abfälle aus der Reinigung von Kanälen, Sinkkästen und Regenbecken – Abfälle aus Abwasserbehandlungsanlagen (Rechen- und Sandfanggut), Vertrieb: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hrsg.), Hennef
- N.N. (2006a). Arbeitsblatt DWA-A110 - Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hrsg.), Hennef
- N.N. (2007). Arbeitsblatt DWA-A 226, Grundsätze für die Abwasserbehandlung in Belebungsanlagen mit gemeinsamer aerober Schlammstabilisierung ab 1.000 Einwohnerwerte, Entwurf Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hrsg.), Hennef
- NOLTING, B (1989), Untersuchungen zur Bedeutung der Säurekapazität bei Belebungsanlagen mit Nitrifikation und Simultanfällung, gwf: Wasser Abwasser, 1989 (5), S. 229-234
- NOWAK, O. (1998), Stickstoffentfernung und gleichzeitige aerobe Schlammstabilisierung bei schwach belasteten Belebungsanlage, Wiener Mitteilungen Band 145 der TU-Wien
- OFD (2007). Arbeitshilfen Abwasser, Oberer Finanzdirektion Hannover (Hrsg). in der Fassung vom März 2007, <http://www.ofd-hannover.de/AWT/downloads.asp>
- PAULSON, O.(1987). Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Stofffrachten in der Trennkanalisation, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Bd. 62, Hannover
- PINNEKAMP, J., BODE, H., DETTMAR, J., STAUFER, P. (2006). Untersuchung eines neu entwickelten Reinigungssystems für den Einsatz in Stauraumkanälen, Abschlussbericht des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens im Auftrag des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen, Aachen, Ruhrverband Essen
- PINNEKAMP, J., HÖHN, P. (2005), Dynamische Simulation von Tropfkörpern kommunaler Kläranlagen, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen
- PISANO, W.C.; ARONSON, G.L.; QUEIROZ, C.S.; BLANC, F.C.; O`SHAUGHNESSY, J.C. (1979): „Dry-weather deposition and flushing for combined sewer overflow pollution control“, Municipal Environmental Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio 45268, Report No. R804578
- RISTENPART, E. (1995). Feststoffe in der Mischwasserkanalisation Vorkommen, Bewegen und Verschmutzungspotential, Dissertation, Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Bd. 11, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau, Universität Hannover

- ROSSI, L., KREIKENBAUM, S., GUJER, W., FANKHAUSER, R. (2004), Gesamte ungelöste Stoffe (GUS) bei Regenwetter, GWA Gas, Wasser, Abwasser 2004(10), S. 753-761
- ROSSI, L., KREJCI, V., RAUCH, W., KREIKENBAUM, S., FRANKENHAUSER, R., GUJER, W. (2005). Stochastic modeling of total suspended solids (TSS) in urban areas during rain events, Wat. Res. Vol, 39, S. 4188-4196
- ROSSMAN, L.A. (2007) STORM WATER MANAGEMENT MODEL, USER'S MANUAL, Version 5.0 EPA/600/R-05/040 Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio, USA
- SAGET, A., CHEBBO, G., BERTRAND-KRAJEWSKI, J.-L. (1996), The first flush in sewer systems, Wat. Sci. Tech. 33(9), S. 101-108
- SCHAFFNER, J. (2003). Numerical simulation of a flush cleaning wave in a reservoir sewer in Offenbach/Germany, Documentation, 18th European Junior Scientist Workshop on Sewer Processes and Networks, Almogrove, Portugal
- SCHAFFNER, J. (2008). Numerical investigations on the function of flush waves in a reservoir sewer, Dissertation, Institut für Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung, TU Darmstadt
- SCHMITT, F. (1992). Einfluss von Ablagerungen auf den Betrieb von Abwasserkanälen, Dissertation, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Hannover, Heft 82
- SCHRAMM, J. (2002). Eindimensionale Berechnung instationärer und diskontinuierlicher Abflussprozesse in abflussschwachen naturnahen Gerinnen, Dissertation, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, Aachen
- SEGELKE, K. (2002), Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage zur Reduzierung der Gewässerbelastung, Dissertation, Veröffentlichung des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover
- SIMBA 5.1 (2006), Benutzerhandbuch, Institut für Automation und Kommunikation, Magdeburg
- SKIPWORTH, P.J., TAIT, S.J., SAUL, A.J. (2000), The first foul flush in combined sewers: an investigation of the causes, Urban Water 2000(2), S. 317-325
- STAUFER, P., DETTMAR, J., PINNEKAMP, J. (2006). Impact of the Level of Approximation on the Modelling of Flushing Waves, Proceeding, 2nd Inter. Conf. on Sewer Operation and Maintenance (SOM), 25th-27th October 2006, Wien, Österreich
- STAUFER, P., DETTMAR, J., PINNEKAMP, J. (2007). Improvement of Water quality by applying sewer network flushing, Proceedings, 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies, Novatech, Band 3, S. 1317 ff. Lyon, Frankreich
- STAUFER, P., PINNEKAMP, J. (2007). In situ measurement of shear stress of a flushing wave in a circular sewer using ultra sound, Proceedings, 5th International Conference on Sewer Processes and Networks, Delft, Die Niederlande
- TAEBI, A., DROSTE, R.L. (2004), First flush pollution load of urban stormwater runoff, Journ. Env. Eng. Sci., No. 3, S. 301-309
- URBANIAK, S (1998), Belastungsschwankungen und ihre Auswirkungen auf die Leistung von Abwasserreinigungsanlagen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Neubiberg
- VAN NIEUWENHUIJZEN, A.F., VAN DER GRAAF, J.H.J.M, KAMPSCHREUR, M.J., MELS, A.R. (2004), Particle related fractionation and characterisation of municipal wastewater

- WEISS, G., BROMBACH, H., WÖHRLE, CH. (2006). Monitoring of combined sewer overflow tanks: Results of 500 years of measurement records, Wat. Pract. Tech., 1(1)
- WICHERN, M., ROSENWINKEL, K.-H., JANZEN, M., OBENAU, F. (2002), Simulation von Großkläranlagen verschiedener Verfahrensweisen mit dem Activated Sludge Model No.3 und dem EAWAG-BioP-Modul, Korrespondenz Abwasser, 2002(7), S. 70-85
- ZETTL, U. (2001), Einsatz der dynamischen Simulation als Bemessungshilfe für Kläranlagen in Weinbaugebieten, Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern

10 Anhang

A Messeinrichtungen



Verwendete Multispektrometersonde im Zulaufkanal des Regenüberlaufbeckens

B Auswertungen

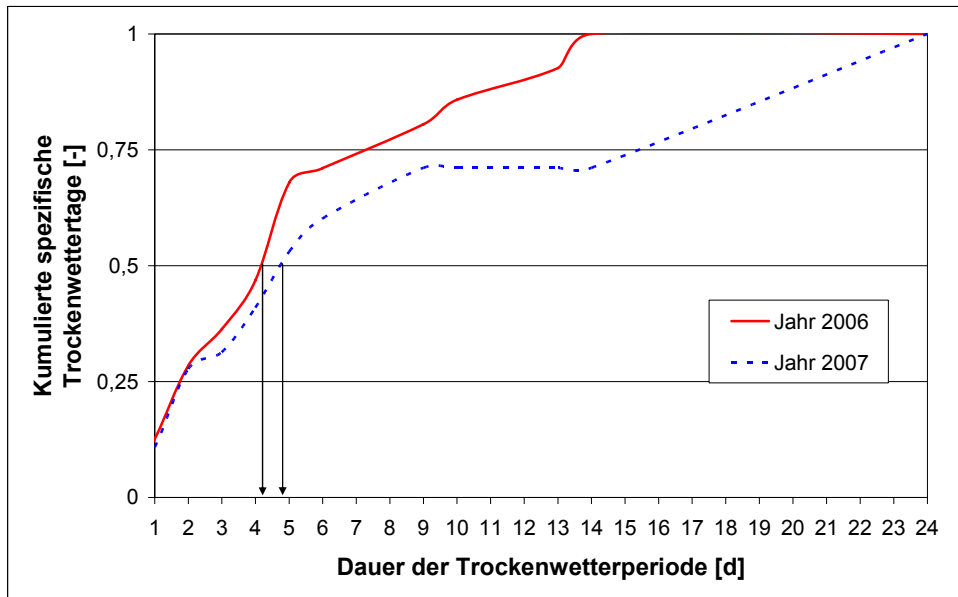


Bild B 1: Auswertung der Trockenwettertage. Die kumulierte Trockenwettertage ermitteln sich aus der Summe Anzahl der Trockenwettertage bezogen auf die Gesamtjahresmenge (2007 bis 30. Juni)

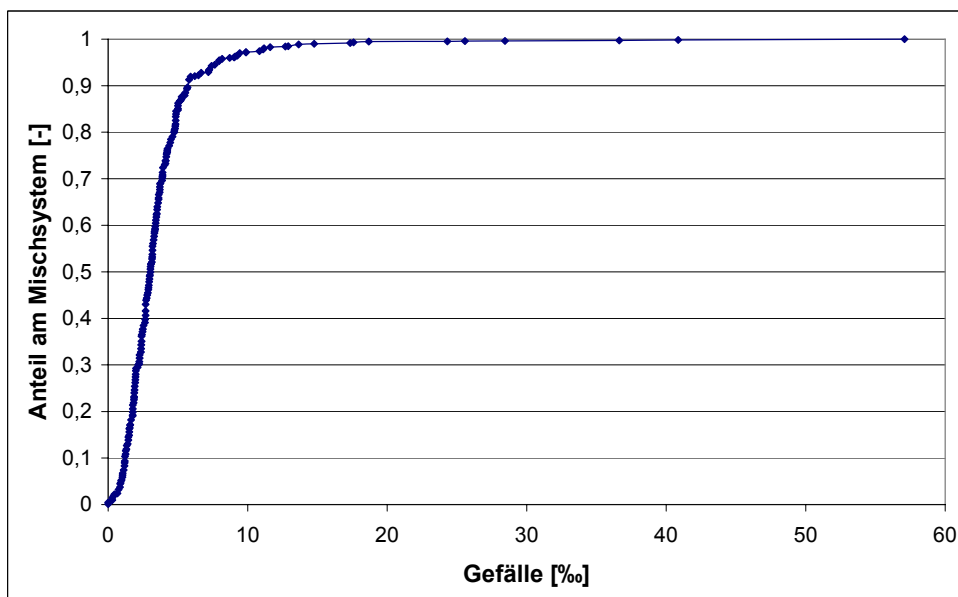


Bild B 2: Verteilung der Netzanteile des Mischsystems in Hoetmar in Bezug auf das vorliegende Sohlfälle

**Tabelle B 10.1: Lageinformationen über Ablagerungen im Mischsystem von Hoetmar
(entnommen aus Eleusis+-Datenbank, EBW)**

Schacht- nummer	Straßen- bezeichnung	Kürzel	Langtext	Abmessung	
24480148	Am Wiebusch	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
24480149	Am Wiebusch	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	3	cm
24480180	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
24480195	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	3	cm
24480198	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
24480199	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
24490025	Wiese	HDGG	Hindernis, Geröll, Gerinne	3	cm
24490031	Sendenhorster Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	5	cm
24490059	Am Schulzenhof	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
24490308	Hellstraße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	6	cm
24490309	Hellstraße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	5	cm
24490313	Hellstraße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
24490363	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	3	cm
25480137	Dechant-Wessing-Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
25480138	Dechant-Wessing-Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
25480200	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	5	cm
25490115	Dorfhagen	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
25490129	Dechant-Wessing-Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
25490135	Dechant-Wessing-Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
25490278	Up de Geist	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
25490334	Up de Geist	HDGG	Hindernis, Geröll, Gerinne	3	cm
25490341	Up de Geist	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
25490343	Up de Geist	HDGG	Hindernis, Geröll, Gerinne	2	cm
24480148	Am Wiebusch	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	2	cm
24480149	Am Wiebusch	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	3	cm
24480180	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm
24480195	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	3	cm
24480198	Ahlener Straße	HDSG	Hindernis, Sand, Gerinne	1	cm

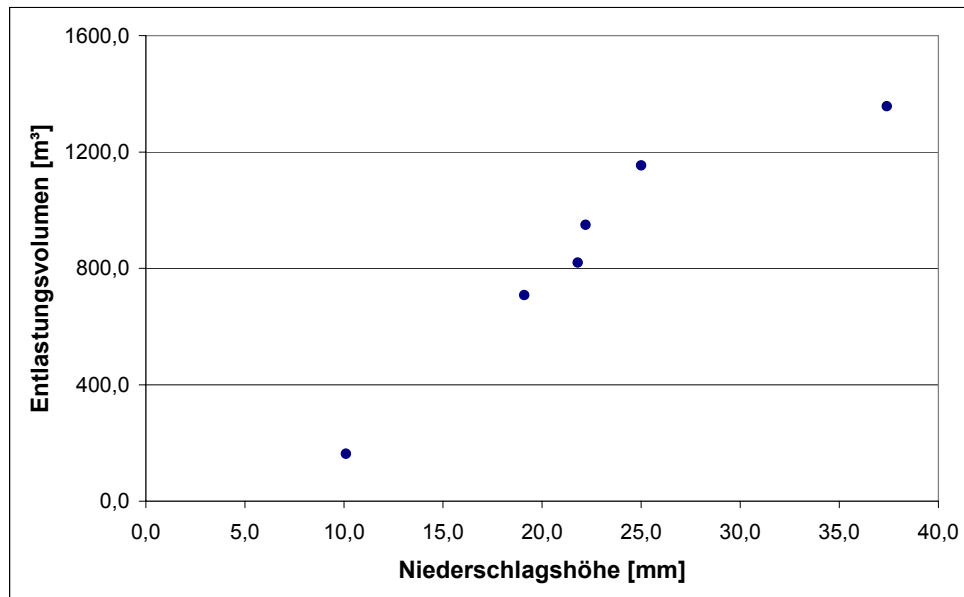


Tabelle B 10.2 Laborergebnisse aus dem Entlastungsvolumenstrom der Regenentlastungsanlage nach einem Starkniederschlag (8.5.2007)

AFS	GV von AFS	CSB (hom.)	CSB (filtr.)	N ges.	NH4-N
[g/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
0,051	31,5	22	18	18	0,66
0,066	30,4	14	9	23	0,59
0,054	37,4	30	18	22	0,61
0,038	39,8	27	24	22	0,57
0,040	35,4	< 5	< 5	23	0,54
0,025	32,7	27	23	22	0,57
0,025	29,9	25	22	20	0,55

Messdaten (M2) Kärüberlauf

Datum	Entlastungs- volumen [hm ³]	AFS-Masse (Mittelwerte) [kg]	CSB (hom) -Masse (Mittelwerte) [kg]	Masse- NH ₄ -N (Mittelwert) [kg]
07.05.2007	19,03	31	41	1,03
15.05.2007	8,62	10	17	0,22
27.05.2008	2,01	5	7	0,16
24.07.2007	8,27	21	29	0,67
09.08.2007	33,87	48	107	4,06
21.08.2007	21,69	389	438	22,24
03.09.2007	6,68	5	12	0,60
29.09.2007	14,20	3	21	4,10
30.10.2007	1,19	0,4	1	0,01

C Spülschächte

Name	DN	Gefälle [o/oo]	Straßenname	Schacht- speicher- volumen	Spül- strecke	Umlen- kungen	Zusätzliche SSE
24490055	200	2.8	Am Schulzenhof	0.83	180	90	Ja
24490059	200	4.6		0.69	70	90	Nein
24490061	200	2.5		0.83	127	90	Ja
24480149	300	2	Am Wiebusch	1.28	270	2x90	Ja
24480187	300	2.6		1.28	111	90	Ja
24480193	300	3.4	Wagenfeldstr.	1.41	111		Ja
24490031(1)	300	6		1.71	100	90	Nein
24490044	300	4.5	Lambertusplatz	1.29	127	15	Ja
24490062	300	2.5		0.65	70	90	Ja
25480138	300	2.8	Westkirchen	1.41	186		Ja
25480176	300	4		1.13	150		Ja
25480183	300	3.7	Gerhard Haupt- mann Str.	1.19	155		Ja
25480200	300	3	Ahlener Str.	1.09	203	115	Ja
25480258	300	2.2		0.86	156	15	Ja
25480368	300	5.5		1.07	72	2x90	Nein
25490126	300	8	Lindenstr.	1.60	70		Nein
25490134	300	4.8		1.01	163	2x90	Ja
25490115	400	4.1	Dorfhagen	1.05	75		Nein
25490086	450	3	Reiffeisenstr.	1.21	120		Ja
25490099	450	6		1.40	120		Nein

