

REPORT

Cicerostr. 24
D-10709 Berlin
Germany
Tel +49 (0)30 536 53 800
Fax +49 (0)30 536 53 888
www.kompetenz-wasser.de

Ermittlung prozessbestimmender / -begrenzender
Parameter bei MW-Zufluss auf Kläranlagen
Prüfung der Übertragbarkeit auf die Kläranlagen
Berlins

Project acronym: EVA

by

M. Barjenbruch, K. Gantner, S. Rettig, Y. Om
Institut für Bauingenieurwesen
Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft

for

Kompetenzzentrum Wasser Berlin gGmbH

Preparation of this report was financed in part through funds provided by



Berlin, Germany

2008

Important Legal Notice

Disclaimer: The information in this publication was considered technically sound by the consensus of persons engaged in the development and approval of the document at the time it was developed. KWB disclaims liability to the full extent for any personal injury, property, or other damages of any nature whatsoever, whether special, indirect, consequential, or compensatory, directly or indirectly resulting from the publication, use of application, or reliance on this document. KWB disclaims and makes no guaranty or warranty, expressed or implied, as to the accuracy or completeness of any information published herein. It is expressly pointed out that the information and results given in this publication may be out of date due to subsequent modifications. In addition, KWB disclaims and makes no warranty that the information in this document will fulfill any of your particular purposes or needs. The disclaimer on hand neither seeks to restrict nor to exclude KWB's liability against all relevant national statutory provisions.

Wichtiger rechtlicher Hinweis

Haftungsausschluss: Die in dieser Publikation bereitgestellte Information wurde zum Zeitpunkt der Erstellung im Konsens mit den bei Entwicklung und Anfertigung des Dokumentes beteiligten Personen als technisch einwandfrei befunden. KWB schließt vollumfänglich die Haftung für jegliche Personen-, Sach- oder sonstige Schäden aus, ungeachtet ob diese speziell, indirekt, nachfolgend oder kompensatorisch, mittelbar oder unmittelbar sind oder direkt oder indirekt von dieser Publikation, einer Anwendung oder dem Vertrauen in dieses Dokument herrühren. KWB übernimmt keine Garantie und macht keine Zusicherungen ausdrücklicher oder stillschweigender Art bezüglich der Richtigkeit oder Vollständigkeit jeglicher Information hierin. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die in der Publikation gegebenen Informationen und Ergebnisse aufgrund nachfolgender Änderungen nicht mehr aktuell sein können. Weiterhin lehnt KWB die Haftung ab und übernimmt keine Garantie, dass die in diesem Dokument enthaltenen Informationen der Erfüllung Ihrer besonderen Zwecke oder Ansprüche dienlich sind. Mit der vorliegenden Haftungsausschlussklausel wird weder bezweckt, die Haftung der KWB entgegen den einschlägigen nationalen Rechtsvorschriften einzuschränken noch sie in Fällen auszuschließen, in denen ein Ausschluss nach diesen Rechtsvorschriften nicht möglich ist.

Abstract (English)

In combined sewer systems domestic, trade and industrial waste water and in case of rainfall events significant volumes of storm water are collected and transported to wastewater treatment plants (wwtp). In the frame of this study a literature review on the impact of combined water inflow on wastewater treatment and the identification of critical system processes and parameters has been carried out. The objective of this work was to study the possibilities of an optimal charging of wwtps during rain and to analyse in how far those concepts could be transferred to Berlin plants.

When the inflow of combined sewage to the wwtp increases, screening waste increases, too. However, this is no problem if the screening capacity is sufficient. In the primary settler the formation of primary sludge increases due to the higher inflow load. Concerning dissolved substances there can be an adverse effect when the highly concentrated content of the primary settler is pushed into the biological tanks. To ensure a reliable separation of the primary sludge a hydraulic residence time of 30 minutes is recommended.

In literature, the processes of nitrification, biological P removal and the separation of the activated sludge in the final clarifier have been identified as being most critical during combined water inflow. Usually, effluent concentrations of the critical parameters increase only at the beginning of a rain event. Due to the dilution effect that typically can be observed after a maximum duration of 2 hours the concentrations then keep constant again. The process of biological P elimination can be supplemented by chemical P precipitation to avoid critical effluent concentrations during combined water inflow. In the aerated zone the oxygen content can be regulated to improve P incorporation.

In the past, in Germany combined water inflow to the wwtp was limited to $2 \cdot Q_{\text{wastewater}} + Q_{\text{infiltration}}$ (according to the standard ATV-A 131, 1991). However, the treatment capacity of wwtps that have been designed according to ATV-A 131 (1991) may exceed this value. According to the standard ATV-DVWK-A 198 an inflow of 3-6 times the average dry weather flow may be possible. In literature it can be found that factors of 3 to max. 4 have been realized successfully. Hence, in praxis the peak factor for combined water inflow is rather in the lower range given in ATV-DVWK-A 198.

In Berlin the approach given in ATV-DVWK-A 198 will not be applicable. Since wastewater transport is realised via long pressure mains the dilution by stormwater reaches the wwtps only after 5-10 hours. In contrary to wwtps that are directly connected to a gravity sewer system, this Berlin situation leads to long-lasting disturbances of the processes in the activated sludge tanks and in the final clarifiers. However, it must be mentioned that only few information was available on the behavior of the Berlin wwtps during combined water inflow (mainly inflow data). At some wwtps (Stahnsdorf and Ruhleben) an adapted sporadic increase of the inflow rates during rain may be possible.

The "bypass process" and an adapted oxygen regulation may be further interesting options for the management of combined water at the wwtp. However, the "bypass-process" has not yet been tested in situations with long-lasting (5-10 hours) high load situations.

The most important options for the reduction of combined water overflows in Berlin will still be the unsealing of currently impervious surfaces, the reconfiguration of the combined sewer system into a modified system (preventing stormwater to enter the com-

bined sewer), the prevention of stormwater inflow into the sanitary sewers of the separate system and the construction and (real-time) control of storage capacities within the combined sewer system.

In the future it would be desirable to charge the Berlin wwtps in accordance to their actual capacities based on measurement information. Thus, an optimisation between combined water treatment (reduction of combined water overflows) and the capacity and resilience of the plant could be realised. Therefore, a system for the assessment of the actual capacity of a wwtp (nitrification, final clarification) would be needed.

Zusammenfassung

In der Mischkanalisation wird neben dem aus häuslichen, gewerblichen und industriellen Einleitungen kontinuierlich anfallenden Schmutzwasser im Falle von Niederschlagsereignissen auch eine erhebliche Menge Regenwasser gesammelt und der Kläranlage zur Reinigung zugeführt. In der vorliegenden Arbeit wurden im Rahmen einer Literaturrecherche Untersuchungen zu Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf Kläranlagen und eine Bestimmung der kritischen Prozesse bzw. Parameter durchgeführt. Die Zielsetzung bestand darin, die Möglichkeit der optimalen Mischwasserbeschickung zur Kläranlage und die Einsetzbarkeit auf Berliner Kläranlagen zu untersuchen.

Bei Erhöhung des Mischwasserzuflusses steigt der Anfall an Rechen- und Sandgut, was sich jedoch bei ausreichenden Kapazitäten als unproblematisch darstellt. In der Vorklärung steigt der Primärschlamm infolge der erhöhten Zuflussfrachtmengen. Die gelösten Stoffe wirken sich z.T. insofern negativ aus, als der stärker konzentrierte Inhalt der Vorklärung in die biologische Stufe abgegeben wird. Für die sichere Abscheidung des Primärschlammes wird eine Durchflusszeit länger als 30 min. empfohlen.

Als besonders kritische Prozesse wurden in verschiedenen Literaturstellen die Nitrifikation, die biologische P-Elimination und die Abtrennung des belebten Schlammes in der Nachklärung identifiziert. Die Ablaufkonzentrationen der kritischen Parameter steigen i.d.R. nur zu Beginn des Regenereignisses und bleiben dann auf Grund der max. Dauer von üblicherweise 2 Stunden bis zum Einsetzen der Verdünnung wieder konstant. Die kritische Bio-P-Elimination kann durch chemische P-Behandlung ergänzt werden und somit kann ein Versagen bei Mischwasserereignissen vermieden werden. In der belüfteten Zone kann man für eine bessere P-Aufnahmeleistung den Sauerstoffgehalt regulieren.

Früher wurde die Mischwasserzuflussmenge auf $2Q_s+Q_f$ nach ATV-A 131 (1991) beschränkt. Die Reinigungskapazitäten der vorhandenen Kläranlagen, die nach ATV-A 131 (1991) bemessen wurden, können aber nach ATV-DVWK-A 198 zum Teil höher liegen. Nach A 198 ist in Großstädten der 3- bis 6-fache mittlere Trockenwetter-Zufluss möglich. Die Ergebnisse aus der Literatur liefern einen Faktor von 3 bis max. 4. Dadurch kann man erkennen, dass in der Praxis der Spitzenfaktor eher in den unteren Bereichen der ATV-DVWK-A 198 liegt.

In Berlin wären die Ansätze nach ATV-DVWK-A 198 nicht verwendbar. Die Verdünnung tritt aufgrund der Beschickung der Klärwerke über lange Abwasserdruckleitungen erst nach 5 bis 10 Stunden ein, damit ist eine längere Störung in Belebungsbecken und Nachklärung zu erwarten als bei Kläranlagen mit Freispiegelkanalisation. Allerdings muss angemerkt werden, dass nur wenige Erkenntnisse – vorwiegend Zulaufdaten - über das Verhalten der Berliner Klärwerke bei Mischwasser vorlagen. In einigen Kläranlagen wie KW Stahnsdorf und KW Ruhleben könnte die angepasste Erhöhung des Mischwasserzuflusses phasenweise möglich sein.

Das Bypass-Verfahren und eine angepasste Sauerstoffreglung könnten weitere interessante Möglichkeiten für den Umgang mit Mischwasser darstellen, wobei die Bypass-Regelung für so lange Hochlastsituationen noch nicht erprobt wurde.

Die wichtigsten Optionen zur Reduktion von Mischwasserüberläufen in Berlin bleiben die Flächenabkopplung im Mischsystem bzw. der Bau modifizierter Systeme (Fernhalten des Regenwassers vom MW-Kanal), die Vermeidung von Fremdwasser im Schmutz-

wasserkanal der Trenngebiete sowie der Bau und die Bewirtschaftung von Speicher-
raum in den Mischwassernetzen.

Zukünftig wäre es wünschenswert, die Berliner Kläranlagen unter Verwendung entspre-
chender Messreihen gemäß ihrer aktuellen Leitungsfähigkeiten vorausschauend beschi-
cken zu können, um eine Optimierung zwischen Mischwasserbehandlung und der Be-
lastbarkeit der Kläranlage zu erreichen. Hierzu wäre die Entwicklung eines „Systems“ zur
Bestimmung der aktuellen Kapazität (Nitrifikation, Nachklärung) der Kläranlagen not-
wendig.

Acknowledgements

Für die vorliegende Studie stellten die Berliner Wasserbetriebe Informationen und Daten zum Betrieb ihrer abwassertechnischen Anlagen zur Verfügung. Die Autoren danken allen Mitarbeitern der Berliner Wasserbetriebe, die mit ihrer Unterstützung die Durchführung der Arbeiten ermöglicht haben. Ein besonderer Dank gilt Klaus Buchholz und Steffen Keller für ihre kompetente Beratung und ihr Engagement. Das Vorhaben wurde finanziert von Veolia Wasser und den Berliner Wasserbetrieben.

Table of Contents

Chapter 1 Anlass	1
Chapter 2 Veränderung der Abwasserbeschaffenheit im Kanalnetz bei Mischwasserereignissen	2
2.1 Verhalten der partikulären Stoffe zum Ereignisbeginn	2
2.2 Verhalten der gelösten Stoffe zu Ereignisbeginn	2
2.3 Verhalten der Stoffe im Ereignisverlauf	2
2.4 Veränderung der Zusammensetzung	3
Chapter 3 Auswirkung von Mischwasserereignissen auf die Kläranlage	4
3.1 Auswirkung auf die mechanische Reinigung	4
3.2 Auswirkung auf die biologische Reinigung	6
3.3 Maßgebende Belastungen und kritische Prozesse	13
Chapter 4 Spitzenfaktor für den zulässigen Mischwasserabfluss zur Kläranlage	15
4.1 Bemessung nach Regelwerk	15
4.2 Untersuchungen zu möglichen Spitzenfaktoren beim Mischwasser	17
Chapter 5 Situation der Berliner Kläranlagen	22
5.1 Berliner Kläranlagen	22
5.2 Vergleich mit Daten aus der Literatur	32
5.3 Optimierungsmöglichkeiten der weitergehenden Nitri-fikation/Denitrifikation und der Nachklärung	34
Chapter 6 Zusammenfassung	39
Bibliography	41

List of Figures

Bild 1 : Frachtcharakteristikkurven für typische voranschreitende, simultane, verzögerte und gemischte Arten der Konzentrationsverteilung (ALLEY, 1981 nach Porterfield, 1972).....	3
Bild 2 : NH ₄ -Konzentration im Ablauf des Belebungsbeckens bei Mischwasserzufluss und dazugehörige Ganglinie des Abwasserzuflusses (ATV, 1997) 10	
Bild 3 : Bereich des Faktors $f_{S,QM}$ zur Ermittlung des optimalen Mischwasserabflusses zur Kläranlage auf der Basis des mittleren jährlichen Schmutzwasserabflusses (ATV-DVWK-A 198 (2003))	16
Bild 4 : Veränderung des zulässigen Drosselabflusses für den Mischwasserzufluss in einer Kläranlage nach A 198 gegenüber A 131 (Seggelke & Rosenwinkel, 2004)	17
Bild 5 : KW Münchehofe, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)	22
Bild 6 : KW Münchehofe, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)	23
Bild 7 : KW Stahnsdorf, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)	24
Bild 8 : KW Stahnsdorf, Abwassermenge im Zulauf KW und im Zulauf Biologie als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004) 24	
Bild 9 : KW Waßmannsdorf, Abwassermenge als 2h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)	25
Bild 10 : KW Waßmannsdorf, Abwassermenge im Zulauf KW als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004).....	25
Bild 11 : KW Ruhleben, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)	26
Bild 12 : KW Ruhleben, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Zulauf des Klär-werkes als 2 h-Frachten (KELLER, 2004)	27
Bild 13 : KW Schönerlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (Keller, 2004).....	28
Bild 14 : KW Schönerlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004).....	28
Bild 15 : KW Schönerlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Frachten (KELLER, 2004)	29
Bild 16 : Ablaufkonzentrationen (BSB ₅) der KA Schönerlinde bei großen Regenereignissen (BARJENBRUCH, RÜHMLAND (2007))	31
Bild 17 : Ablaufkonzentrationen (NH ₄ -N) der KA Schönerlinde bei großen Regenereignissen (BARJENBRUCH, RÜHMLAND (2007))	32

Bild 18 : Ablaufkonzentration der VK und NK bei $4 \cdot Q_t$ (Seggelke, 2002).....	33
Bild 19 : Bypass-Verfahren ohne Regenüberlaufbecken	37
Bild 20 : Verfahrensführung bei Einbindung eines Regenüberlaufbeckens	38

List of Tables

Tabelle 1 : Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage und deren Ursachen	14
Tabelle 2 : Spitzenfaktoren beim Regen und die kritische Prozessparameter	21
Tabelle 3 : Gesetzliche Mindestanforderungen an die Reinigungsleistung von KA (Abwasser-verordnung 2002).....	31
Tabelle 4 : Frachtmengenanstiegsfaktoren beim Regenwetter in Berliner Klärwerke für 2003, basierend auf Daten von Keller (2004)	32
Tabelle 5 : Betrachtete Maßnahmen und Ziele (PETERS, 2007).....	36

Chapter 1

Anlass

In der Mischkanalisation wird neben dem aus häuslichen, gewerblichen und industriellen Einleitungen kontinuierlich anfallenden Schmutzwasser im Falle von Niederschlagsereignissen auch eine erhebliche Menge Regenwasser gesammelt und der Kläranlage zur Reinigung zugeführt. Auf Grund des stark erhöhten Abwasservolumens, den aus der Verdünnung resultierenden geringeren Schmutzstoffkonzentrationen und den sich daraus ergebenden Problemen für die Abwasserreinigung ist die Beschickung der Kläranlagen durch Mischwasser limitiert.

Im Gegensatz zum alten ATV-ARBEITSBLATT 131 „Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten“ aus dem Jahr 2000 sieht das ATV-DVWK-ARBEITSBLATT 198 „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ eine mögliche Erhöhung des zulässigen Mischwasserzuflusses vor, definiert über den mittleren jährlichen Schmutzwasserabfluss und einem Spitzenfaktor in Abhängigkeit von der Siedlungsgröße. Durch die flexible Wahl des Faktors innerhalb einer vorgegebenen Bandbreite wird eine Optimierung zwischen dem erforderlichen Speichervolumen zur Behandlung des Mischwassers in der Kanalisation und der Belastbarkeit der Kläranlage ermöglicht.

Zur Frage, ob eine erhöhte Belastung der Kläranlage zu erhöhten Ablaufwerten führt und welche Reinigungsprozesse auf der Kläranlage beeinträchtigt werden, sind in den letzten Jahren zahlreiche Untersuchungen vorgenommen worden. Insbesondere im Rahmen der integrierten Bewirtschaftung und Steuerung von Kanalnetz und Kläranlage ist die Thematik einer dynamischen, kapazitätsorientierten Beschickung der Kläranlage durch Mischwasser in den Mittelpunkt des Interesses gerückt.

In Berlin müssen hierbei die durch die spezifische Struktur des Abwassersystems gegebenen Randbedingungen beachtet werden. Da in Berlin das in den Kanalnetzen anfallende Abwasser über Druckrohrleitungen zu den Kläranlagen gepumpt wird, resultiert aus einer erhöhten Förderung während Regenereignissen zunächst ein starker Stoffstrom bis die durch höher konzentriertes Schmutzwasser gefüllten Druckrohrleitungen frei gespült sind.

Die Aufgabe besteht darin, eine umfassende Literaturrecherche zu den Möglichkeiten der Mischwasserbehandlung und der Identifizierung der kritischen Parameter und Prozesse in Bezug auf eine variable Mischwasserbeschickung der Kläranlage zu erstellen. Die folgenden Aspekte werden bearbeitet:

- Auswirkung des Mischwasserzuflusses auf Kläranlagen
- Beschreibung der für eine Höherbelastung limitierenden Prozesse
- Darstellung der entsprechenden Messparameter zur Erfassung der Prozesse
- Zusammenstellung von theoretischen wie praktische Untersuchungen zur Spitzenbelastung bei Mischwasser
- Beschreibung der Mischwasserverhältnisse der Berliner Klärwerke mit orientierender Bewertung möglicher Maßnahmen
- Zusammenfassung der Erkenntnisse

Chapter 2

Veränderung der Abwasserbeschaffenheit im Kanalnetz bei Mischwasserereignissen

Im Allgemeinen unterteilt BRUNS (1999) das Mischwasserereignis in die Belastungsstufen:

- „Spülstoß- und Verdrängungsphase“ (hohe hydraulische + stoffliche Belastung),
- „Entlastungs- und Verdünnungsphase“ (geringe stoffliche Belastung)
- und „Entleerungsphase“ (erneute hohe stoffliche Belastung)
- Der sprunghaft ansteigende Zufluss infolge eines Regenereignisses übersteigt den Trockenwetterabfluss häufig um ein Vielfaches, daraus folgen starke Schwankungen hinsichtlich der Mischwasserzuflussmenge und der Stoffkonzentrationen.
- Nach KREBS ET AL. (2000) wird die typische zeitliche Abfolge der Frachtspitzen wie folgt charakterisiert: Auf die Spitze der gelösten Stoffe folgt die der organischen partikulären Stoffe und im Anschluss wird eine Spitze der mineralischen Partikel festgestellt.

2.1 Verhalten der partikulären Stoffe zum Ereignisbeginn

Ein Spülstoß (Vorauslaufen der Frachtsumme vor der Wassersumme) erfolgt durch schnellen Anstieg der Fließgeschwindigkeit infolge erhöhten Abflussvolumens:

- Abspülung von Oberflächenablagerungen in das Kanalnetz (Kies, Sand etc.)
- Erhöhung der Schubspannungen und Remobilisierung von Ablagerungen und Sichelhaut im Kanal (MACKE, 1980; RISTENPART, 1995). Diese Sedimente sind nach langen Trockenwetterperioden, bei geringen Kanalnetzneigungen und überdimensionierten Rohrdurchmesser besonders hoch (ASHIEY & CRABTREE, 1992, BROMBACH ET AL., 1992; KÜHN & GEBHARD, 1998; MACKE ET AL., 2002).

2.2 Verhalten der gelösten Stoffe zu Ereignisbeginn

Zu Beginn des Ereignisses resultiert eine Frachtspitze der gelösten Stoffe infolge der höheren Ausbreitungsgeschwindigkeit der Abflusswelle gegenüber der Strömung und somit der Verdünnung der Trockenwetterkonzentration, d.h. die Wellenfront wird aus konzentriertem Schmutzwasser gebildet (KREBS ET AL., 2000). In Bezug auf die Belastung der biologischen Stufe der Kläranlage gilt dies auch für den Stoffaustrag der Vorklä- rung und des Anaerobbeckens, in dem höher konzentriertes Abwasser gespeichert ist.

2.3 Verhalten der Stoffe im Ereignisverlauf

Nach längerer Ereignisdauer kommt es überwiegend zu einer starken Verdünnung aller relevanten Schmutzparameter (z.T. geringere Konzentration als Überwachungswerte im Ablauf der Kläranlage). Auch die Fracht kann kleiner werden als im Trockenwetterfall. Eine Verteilung des Verhaltens der Inhaltstoffe bezogen auf die Regenabflusswelle über den Verlauf eines Regenereignisses zeigt Bild 1.

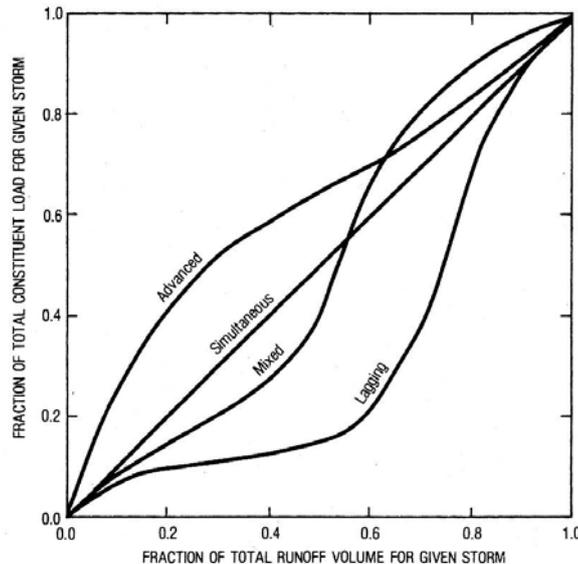


Bild 1 : Frachtcharakteristikkurven für typische voranschreitende, simultane, verzögerte und gemischte Arten der Konzentrationsverteilung (ALLEY, 1981 nach Porterfield, 1972)

Bei flachen Kanalnetzen hingegen konnte aufgrund der anhaltenden Schubspannung mit folgender Resuspension der Kanalsedimente bis zum Ende des Ereignisses keine Verdünnung der AFS-Konzentration festgestellt werden (KÜHN & GEBHARD, 1998). Nach KREBS ET AL. (2000) kann es dabei während der gesamten Ereignisdauer zu einem parallelen Verlauf der Konzentrations- zur Abflussganglinie kommen, welches beim Wiederansteigen des Abflusses zu erneuten Frachtspitzen führt.

Am Ende des Ereignisses führt der „Leerlaufstoß“ (z.B. Entleerung RÜB) zu einer Verlängerung einer erhöhten Belastung (z.B. BRUNS, 1999).

2.4 Veränderung der Zusammensetzung

Das Mischwasserereignis hat folgende Auswirkung auf die Abwasserzusammensetzung:

- Verringerung des leicht abbaubaren Anteils, d.h. Verringerung des BSB₅/CSB-Verhältnisses.
- Erhöhung der Verhältnisse N/CSB und AFS/CSB (KÜHN & GEBHARD, 1998).
- Reduzierung des org. TS/TS-Verhältnisses. Nach KREBS ET AL. (2000) verringert sich der organische Anteil an den suspendierten Stoffen im Verlauf des Ereignisses von ca. 80 % auf 40 %. Da dieses zeitlich betrachtet deutlich nach der Q-Spitze erfolgt, tritt das Minimum gegebenenfalls erst nach Ende des Regenereignisses auf und beeinflusst die biologische Stufe nachhaltig.
- Verringerung Temperatur und der Säurekapazität (ATV, 1997).
- Erhöhung der NO₃-N-Konzentration im Zulauf durch grund- oder quellwasserbürtiges Fremdwasser.

Chapter 3

Auswirkung von Mischwasserereignissen auf die Kläranlage

3.1 Auswirkung auf die mechanische Reinigung

Im Mischwasserkanal kommt es bei Regenwetter zu einer Wechselwirkung zwischen dem durch Abspülung verunreinigten Regenabfluss, dem anfallenden Schmutzwasser und der Ausspülung von Kanalablagerungen. Dadurch wird die mechanische Reinigungsstufe bei Mischwasserzufluss mit einer großen Feststofffracht beschickt. KASSNER (1987) hält bei Mischwasserzufluss eine Zunahme des **Rechen-** bzw. **Siebgutanfalls** gegenüber Trockenwetter auf das 5- bis 10-fache für möglich, allerdings ohne dies durch Messungen zu belegen.

Da gleichzeitig mit dem Mischwasser erhebliche Rechengutmengen anfallen, sind Betriebsstörungen des Rechens von besonderer Bedeutung. Nach Untersuchungen von WAGNER (1995) beim Abwasserverband Saar ist der Rechen mit 2,5 Betriebsstörungen je Einheit und Jahr mit Abstand das störanfälligste Aggregat.

Um ein völliges Belegen des Rechens und ein Anspringen des Notüberlaufes zu verhindern, ist die Räumgeschwindigkeit bzw. die Räumfrequenz auf den erhöhten Rechengutanfall abzustimmen (KRAUTH, 1995).

Durch die Querschnittsaufweitung vor den Rechen wird die Fließgeschwindigkeit herabgesetzt. Daher können schon hier aus dem Kanal bei Mischwasserzufluss herausgespülte Grobstoffe sedimentieren, die verfahrensgemäß erst im Sandfang zurückgehalten werden sollen. Diese Ablagerungen führen dazu, dass die Rechenharken auf den Sedimenten aufsetzen und ihr ordnungsgemäßes Funktionieren beeinträchtigt wird. Ein besonderes betriebliches Problem ergibt sich durch bei Mischwasser eingeschwemmte Steine, die sich zwischen Rechenstäben und Abstreifern festsetzen und diese verbiegen. Bisweilen wurde beobachtet, dass es durch Ablagerung vor den Rechen zu einem Rückstau kam, der ein frühzeitiges Anspringen des Abschlages in das der Kläranlage vorgelegerte Regenüberlaufbecken zur Folge hatte.

Der Ablagerung von Sand vor dem Rechen kann durch Einblasen von Luft begegnet werden.

Um Verstopfungen und Ausfälle von Rechen bei Mischwasserzufluss durch zu lange Räumintervalle zu begegnen, können kontinuierlich geräumte Rechen eingesetzt werden. Zur Anpassung an stark schwankende Grobstoffmengen im Abwasser können bei größeren Kläranlagen mehrstufige Rechen- und Siebanlagen sinnvoll sein.

Die unvollständige Entfernung von Sand kann schwere Betriebsstörungen hervorrufen: z.B. Ablagerungen in Belebungsbecken und Faulbehältern, Zerstörung von Pumpen und Zusetzen von Rohrleitungen. Daher muss der **Sandfang** auch bei Mischwasserbelastung sowohl Strömungsverhältnisse aufweisen, die ein zuverlässiges Absetzen des Sandes gewährleisten, als auch über eine ausreichende Raumkapazität verfügen.

Pro 1.000 m³ Abwasser fallen 20 bis 200 l Sandfanggut (Durchschnitt 60 l) an, wobei die größte Menge bei Regenwetter auftritt.

Infolge eines Mischwasserzuflusses, insbesondere während der Entleerung der Regenbecken, steigt der Anfall des Sandfanggutes erheblich an. LONDONG (1990) stellt eine deutliche Abhängigkeit des spezifischen Anfalls von Sandfanggut von der behandelten

Abwassermenge fest. Darüber hinaus fallen in den Sommermonaten größere Sandmengen an als im Winter, was z. B. in Deutschland zu einem etwa 10-fachen Sandfanggut-anfall im Juli und August gegenüber den Wintermonaten führt.

Um der Gefahr des Überlaufens der Sandsammelrinnen und -trichter bei stoßweise zu bewältigenden Frachten zu begegnen, ist eine leistungsfähige Sandräumung/-entnahme unabdingbar. Eine nicht vollständige Sandräumung kann Betriebsstörungen in Belebungsbecken, Eindicken und Faulbehältern verursachen und zur Beschädigung von Pumpen bzw. Verstopfen von Rohren führen.

Die **Vorklärung** reduziert den Feststoffgehalt mit einer Abscheidleistung, die von der hydraulischen Aufenthaltszeit abhängt. Empirische Funktionen der Abhängigkeit des Abscheidgrades von der Aufenthaltszeit (IMHOFF, 1990) zeigen einen hyperbolischen Verlauf, der einen maximalen Abscheidegrad von ca. 35 % des CSB und BSB₅, ca. 60 % der abfiltrierbaren Stoffe und ca. 10 % bezogen auf TKN und Phosphor ausweist. Durch die unterschiedliche Effektivität der Abscheidung der Abwasserfraktionen wird die Abwassercharakteristik durch die Vorklärung signifikant verschoben.

Die hohen Feststofffrachten bei Mischwasserbeaufschlagung führen im Vorklärbecken zu einer deutlichen Zunahme des Primärschlammanfalls. Daneben wird von einem verbesserten Eindickverhalten des Primärschlammes nach Inbetriebnahme eines Regenüberlaufbeckens berichtet (KASSNER, 1987). Die Wirkung der Vorklärung auf die Abwasserinhaltsstoffe beim Mischwasserzufluss lässt sich gut anhand der Messungen von KRAUTH/SCHWENTNER (1992) veranschaulichen.

Die Entnahme partikulärer Inhaltstoffe in der Vorklärung zeigt sich deutlich bei den abfiltrierbaren Stoffen (AFS), die sich auch im Messergebnis des homogenisierten CSB niederschlagen.

Die Verdünnung durch das Regenwasser im Mischwasser führt im Rohabwasser zu einer sofortigen Abnahme der organischen Säuren auf Werte kleiner als 10 mg/l. Da der durch Trockenwetterverhältnisse geprägte Inhalt der Vorklärung durch den niedriger konzentrierten Ablauf des Sandfangs zunächst verdrängt werden muss, ist die Verdünnung im Ablauf der Vorklärung verzögert zu beobachten (THÖLE, 1999).

Nach THÖLE (1999) sind die TKN-Konzentrationen durch den höheren partikulären Anteil, insbesondere dem Spitzenwert, im Ablauf Sandfang höher als im Ablauf der Vorklärung.

Ein wichtiger Aspekt für die nachfolgende biologische Stufe ergibt sich aus dem unterschiedlichen Verweilzeitverhalten von Wassermenge und Konzentration in der Vorklärung bei sprungartiger Erhöhung der Zuflusswassermenge im Regenwetterfall. Während der Anstieg der Wassermenge mit einer Verzögerung von wenigen Minuten an den Ablauf weitergegeben wird, verbleiben die Konzentrationen zunächst auf dem Trockenwetterniveau. Durch die höhere hydraulische Belastung der Vorklärung bei Regenwetter wird der durch Trockenwetterverhältnisse geprägte Inhalt der Vorklärung in die Belebung verlagert, so dass es zu einem ausgeprägten Frachtstoß kommt, der in Abhängigkeit von dem Volumen der Vorklärung und dem Verschmutzungsgrad des Mischwasserzuflusses mehr oder minder ausgeprägt sein kann. Die in der Vergangenheit vielfach angewandte Maßnahme zur Reinigung von Regenwasser in der Vorklärung, in der z.B. die fünffache Trockenwettermenge über die Vorklärung geführt, die Belebungsstufe aber weiterhin mit $2Q_{TW}$ beschickt wird, hat sich für den Rückhalt suspendierter Stoffe als wirksam erwiesen.

Für gelöste Stoffe sind diese Maßnahmen unwirksam und haben z.T. sogar eine negative Wirkung, weil der stärker konzentrierte Inhalt des Vorklärbeckens aus der vorangehenden Trockenperiode über die Entlastung hinter der Vorklärung in den Vorfluter abgegeben wird (GUJER ET AL., 1982).

Eine durch das unterschiedliche Verweilzeitverhalten von Wassermenge und Konzentration induzierte hohe Ammoniumfracht kann auch bei niedrig belasteten Anlagen höhere Ablaufkonzentrationen hervorrufen. Dieses Verhalten ist aus der Praxis bekannt (z.B. KRAUTH, 1995) und lässt sich bereits mit einfachen halbdynamischen Berechnungsansätzen (HARTWIG, 1993) nachvollziehen. Zur Reduzierung der Ammoniumspitzenbelastung sollte die Vorklärung mit einer möglichst kurzen für eine Feststoffabscheidung ausreichenden Aufenthaltszeit gewählt werden.

Rechen

- erhöhter Rechengutanfall
- eventuelle Betriebsstörung durch Steine und Grobstoffe

Sandfang

- Steigerung des Anfalls des Sandfanggutes
- im Sommer größere Sandmengen als im Winter

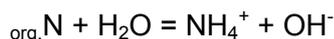
Vorklärung

- Zunahme des Primärschlammanfalls durch hohe Feststofffrachten
- häufig verbesserte Absetzeigenschaften wegen Änderung von Zusammensetzung
- bei verringerter Feststoffabtrennung für Belebung relativ unkritisch
- Empfehlung für Durchflusszeit länger als 30 min

3.2 Auswirkung auf die biologische Reinigung

Grundlage der Elimination von Stickstoffverbindungen (N/DN)

Im kommunalen Abwasser liegt Stickstoff als reduzierter Stickstoff organisch gebunden und gelöst als Ammonium-Stickstoff (NH_4^+) vor. Analytisch wird er als TKN („Total Kjeldahl Nitrogen“; $\text{TKN} = \text{org.N} + \text{NH}_4\text{-N}$) bestimmt. Er stammt vorwiegend aus menschlichen Abgängen (Urin, Fäkalien) und in geringerem Umfang direkt aus Nahrungsmitteln. Schon während der Abwasserableitung wird der organisch gebundene Stickstoff ammonifiziert (Siehe untenstehende Gleichung). Die Konzentrationen von reduziertem Stickstoff im Rohabwasser beträgt ca. 60 [mg/l] bei einem spezifischen Anfall von 12 [g N/(E·d)]. Oxidierter Stickstoff (Nitrit, Nitrat) ist im Kläranlagenzulauf in der Regel nicht feststellbar.



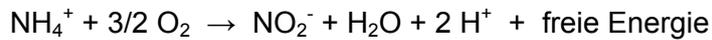
Ein Teil des Ammoniums wird für den Aufbau der Zellsubstanz der heterotrophen Organismen verbraucht, und wird mit dem Überschussschlamm entfernt. Die N-Elimination in kommunalen Anlagen beträgt dadurch ca. 25 – 30 %. Um die eutrophierende und toxische Wirkung des Ammoniums/Ammoniaks zu vermeiden, ist eine vollständige Entfernung dieser erwünscht.

Zur Umsetzung des Stickstoffs ist 1. eine Oxidation von Ammonium zu Nitrat (NITRIFIKATION) durch nitrifizierende Bakterien notwendig, ehe 2. unter anoxischen Bedingun-

gen Nitrat durch denitrifizierende Bakterien zu molekularem Stickstoff (N₂) (DENITRIFIKATION) reduziert werden kann.

Nitrifikation:

Die Nitrifikation erfolgt vereinfacht in zwei Schritten. Zunächst wird Ammonium durch Nitrosomonas-Bakterien zu Nitrit oxidiert, welches dann von Nitrobacter-Bakterien zu Nitrat aufoxidiert wird. Beide Bakterien sind autotrophe Organismen.



Pro Mol Ammonium ist zur Oxidation 2 Mol O₂ erforderlich, umgerechnet sind das 4,6 g O₂/g NH₄-N. Streng genommen etwas weniger 4,3 g O₂/g NH₄-N, weil Ammonium auch für den Zellaufbau verbraucht wird.

Zu beachten ist, dass immer nur die nichtionische Form der Stickstoffverbindungen (Ammoniak, salpetrige Säure) als Elektronendonator verwendet werden kann. Das Verhältnis zwischen den ionischen und nichtionischen Formen der Verbindungen ist vom pH-Wert abhängig. Weiterhin ist zu beachten, dass im Zuge der Ammonium-Oxidation H⁺-Ionen frei werden und damit die Gefahr einer Senkung des pH-Werts besteht.

Durch den geringen Energiegewinn bei der Oxidation der anorganischen Stickstoffverbindungen und den hohen Bedarf an Reduktionsäquivalent zur Umwandlung von CO₂ zu organischer Zellsubstanz ist der Substratumsatz hoch, die Wachstumsrate im Vergleich zu den heterotrophen Bakterien jedoch sehr langsam. Die Generationszeit beträgt 10 - 20 h und kann noch länger dauern.

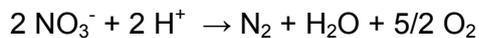
Die Beckengröße und die Durchflusszeit des belebten Schlammes in der aeroben Zone muss der geringen Wachstumsrate der Nitrifizierer angepasst werden. Die Verweilzeit des Schlammes im Gesamtsystem, das „Schlammalter“ muss daher mindestens 8 - 10 Tage oder noch länger sein. Das Schlammalter jedoch ist wiederum von der BSB₅-Schlammbelastung abhängig, die nicht zu hoch sein darf, da sonst die Nitrifizierer durch den höheren Schlammabzug aus der Kläranlage schneller aus der Belebungsstufe abgezogen werden, als dass sie sich vermehren können. Sie werden aus der Kläranlage „herausverdünnt“.

Eine Nitrifikation setzt erst beim Absenken der Schlammbelastung auf ca. 0,10 [kg BSB₅/(kg TS·d)] ein. Die Nitrifikation ist weitgehend unabhängig vom Gehalt an organischen Stoffen im Abwasser. Eine Hemmung der Nitrifikation, die in einigen Fällen bei einem hohen Verhältnis BSB₅/N beobachtet wurde, ist nicht direkt auf die organischen Substanzen, sondern eher auf das schnellere Wachstum chemoorganotropher Bakterien bei verbessertem Substratangebot und der damit verbundenen erhöhten O₂-Zehrung zurückzuführen. Unter solchen Umständen kann sich ein O₂-limitiertes Wachstum der Nitrifizierer einstellen.

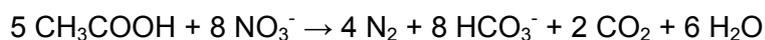
Das Wachstum der Nitrifikanten und somit ihre Effektivität ist von sehr vielen Parametern abhängig (z.B.: pH-Wert, Temperatur, Schlammalter, toxische Stoffe...). Hinsichtlich der Mischwassersituation ist bei der Nitrifikation besonders zu beachten, dass die Nitrifizierer kein Substrat in Form von Ammonium speichern können, was bedeutet, dass bei NH₄-N-Spitzen zwar die Wachstumsraten in gewissen Grenzen gesteigert werden kann, aber immer ausreichend Nitrifizierer vorhanden sein müssen.

Denitrifikation:

Unter Denitrifikation versteht man die mikrobielle Reduktion von Nitrat über Nitrit und weitere Zwischenstufen zum gasförmigen Stickstoff N_2 . Als Nebenprodukt kann auch Distickstoffoxid (Lachgas) N_2O freigesetzt werden. Anders als bei der Nitrifikation kann von vielen heterotrophen Organismen des belebten Schlammes Nitrat(sauerstoff) anstelle von gelöstem Sauerstoff veratmet werden. Vereinfacht wird die Reaktionsgleichung meist wie folgt geschrieben:



Der Sauerstoff auf der rechten Seite der Gleichung wird nicht freigesetzt und ist daher auch nicht messbar, denn er wird von den Bakterien als Elektronenakzeptor benutzt. Realistisch ist die Gleichung, wenn man auf der linken Seite ein Substrat hinzufügt, z. B.: Essigsäure:



Als Ergebnis ist aus den Gleichungen abzulesen, dass pro Mol an denitrifiziertem NO_3^- 1,25 Mol O_2 als Äquivalente für die heterotrophe Atmung verfügbar sind, dem entsprechen 2,9 [g O_2 /g $\text{NO}_3\text{-N}_D$]. Das bedeutet, dass bis zu 60 % des für die Nitrifikation aufgewendeten Sauerstoffs bei der Denitrifikation für die Oxidation der organischen Stoffe wieder genutzt werden kann. Da für die Denitrifikation die im belebten Schlamm normalerweise vorhandenen heterotrophen Organismen befähigt sind, kommt es nur darauf an, in der Denitrifikationszone entsprechende Bedingungen herzustellen; dies sind:

- Genügend verfügbares Nitrat.
- Genügend verfügbares organisches Substrat; je höher die Substratkonzentration ist, desto höher ist der Sauerstoffbedarf und desto höher ist dann auch die Denitrifikationsgeschwindigkeit.
- So wenig Eintrag von gelöstem Sauerstoff wie möglich (anoxisches Milieu). Mit auf dem Wasserwege eingetragendem Sauerstoff wird das organische Substrat veratmet, es ist dann für die Denitrifikation nicht mehr verfügbar.

Die Vorteile einer gezielten, weitgehenden Denitrifikation des bei der Nitrifikation gebildeten Nitrates sind:

- Insgesamt geringere Sauerstoffzufuhr erforderlich.
- Rückgewinnung an Säurekapazität, damit wird die Gefahr des Absinkens des pH-Wertes in den sauren Bereich verringert.
- Weniger Probleme mit Aufschwimmen von Schlamm in der Nachklärung.

Bei der **Wirkung von Mischwasserzuflüssen auf Belebungsanlagen** ist zwischen den hydraulischen und den stofflichen Belastungen zu unterscheiden. Die Geschwindigkeit der Veränderung des Zuflussvolumenstromes und die damit einhergehende Veränderung der Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe sind vom Einzugsgebiet und der Anordnung der Regenüberlaufbecken abhängig. Der sich aus Volumenstrom und Konzentration ergebende Frachtverlauf bei Mischwasserzuflüssen ist daher kläranlagenspezifisch.

Besonders bei flachen Kanalnetzen kann es zunächst zu einer Frachterhöhung kommen, die zu einer Belastungsspitze führt, die ein Mehrfaches der maximalen Trockenwetterfracht beträgt. Die absolute Höhe der Belastungsspitze zu Beginn der Mischwasserbeaufschlagung wird aufgrund der Überlagerung mit den tageszeitlichen Schwankungen

der Abwasserverschmutzung vom zeitlichen Auftreten des Regenereignisses und von der vorausgegangenen Dauer der Trockenwetterperiode bestimmt. Eine Frachtstoßbelastung der aeroben biologischen Stufe wird aber nicht nur durch die Ausspülung der Kanalisation verursacht, sondern auch durch die Verdrängung von vergleichsweise hochverschmutztem Abwasser aus dem Sandfang, der Vorklärung, aus dem anaeroben Becken für die biologische P-Elimination und aus dem Denitrifikationsbecken. Erst nach einem längeren Zeitraum wird dann die Verdünnung durch das Regenwasser wirksam. Bei steilen Netzen kann sofort mit dem Anstieg des Zuflusses eine Verdünnung auftreten, bestehen bleibt aber der Kläranlagen-interne Verdrängungseffekt.

Durch die Ausspülung des Kanalnetzes bei Mischwasserabflüssen werden überwiegend partikuläre Stoffe dem Klärwerk zugeführt. Der Gehalt an leicht abbaubaren organischen Säuren nimmt jedoch rasch ab.

Eine Verdünnung des Zuflusses bei Mischwasserabfluss wird zunächst nur im Zulauf wirksam, während in den Becken im Mittel erst über die hydraulische Durchflusszeit die Konzentrationsänderung eintritt. Die erhöhten Durchflüsse setzen sich demgegenüber je nach hydraulischen Verhältnissen bereits innerhalb weniger Minuten bis etwa einer Viertelstunde bis zum Ablauf des Nachklärbeckens fort. Dadurch ergeben sich für die einzelnen Zonen des Belebungsbeckens erhöhte Frachten aus den „Noch-Trockenwetter-Konzentrationen“ und den „Schon-Mischwasser-Durchflüssen“.

Bei Belebungsanlagen, die auf eine vollständige Nitrifikation ausgelegt sind, findet eine weitestgehende Entnahme der **Kohlenstoffverbindungen** durch Oxidation und Adsorption statt. Die Elimination von Kohlenstoffverbindungen (Oxidation und Adsorption) ist in nitrifizierenden Belebungsanlagen mit ausreichender Sauerstoffversorgung bei Mischwasserbelastungen kein kritischer Prozess (KRAUTH & SCHWENTNER, 1994).

Die partikulären CSB-Anteile im Kläranlagenablauf sind abhängig von der Abtrennleistung der Nachklärung. Da die CSB-Konzentration in der Belebung vom Schlammalter abhängt und nicht im gleichen Maße wie der Zulauf verdünnt wird, ist eine erhöhte Fracht im Ablauf der Anlage durch die Überlagerung mit dem hohen Abfluss zwangsläufig (OTTERPOHL & DOHMANN, 1996; ATV, 1997; FENZ & NOWAK, 1998).

Anders als bei der Entnahme der Kohlenstoffverbindungen sind bei der **Nitrifikation** neben einer sofortigen mikrobiellen Oxidation Anlagerungs- und Speichervorgänge mit einem zeitlich verzögerten Abbau nicht wirksam. In Abhängigkeit des vorhandenen Schlammalters und in Verbindung mit der durchschnittlich nitrifizierten Stickstofffracht bildet sich eine bestimmte Nitrifikationspopulation im belebten Schlamm heraus. Die Umsatzleistung dieser Nitrifikantenpopulation ist begrenzt und bei nicht limitierenden Sauerstoffgehalten im wesentlichen nur abhängig von der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Nitrifikationsbecken und kurzfristigen Temperaturschwankungen, wie sie häufig bei Mischwasserzufluss insbesondere bei Schmelzwasser in den Wintermonaten auftreten können.

Die bei Mischwasserzufluss auftretenden Belastungsspitzen können daher in den Ablauf durchschlagen und führen zu erhöhten $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen (KRAUTH/SCHWENTNER, 1990 und 1992; OTTERPOHL/FREUND; 1990, LONDONG, 1994). In dem Beispiel in Bild 2 wird dieser Effekt noch dadurch verstärkt, dass durch eine Verlagerung des belebten Schlammes in das Nachklärbecken infolge der erhöhten hydraulischen Belastung die Feststoffkonzentration im Belebungsbecken absinkt. Die geringere Biomasse im Belebungsbecken senkt die mögliche Umsatzleistung.

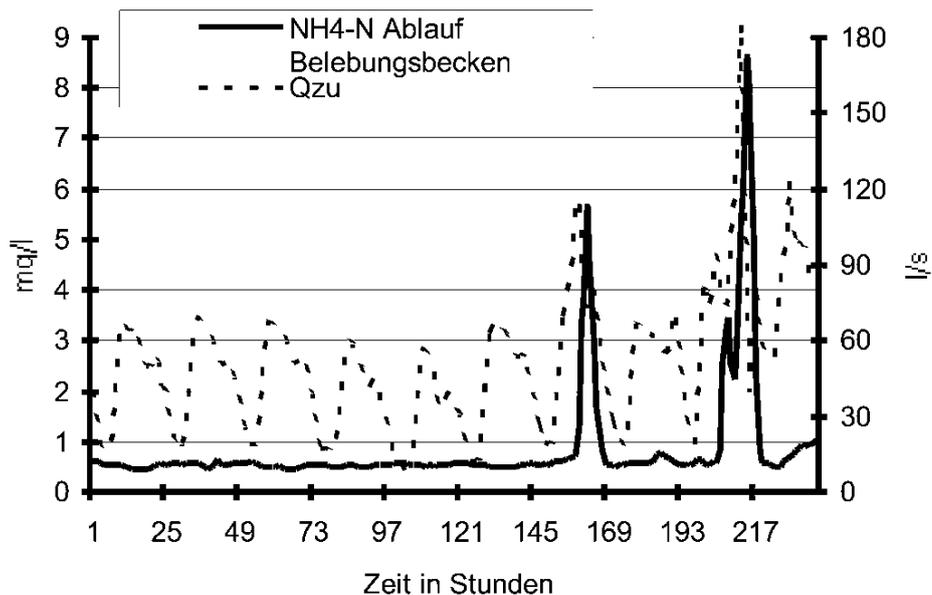


Bild 2 : $\text{NH}_4\text{-N}$ Konzentration im Ablauf des Belebungsbeckens bei Mischwasserzufluss und dazugehörige Ganglinie des Abwasserzuflusses (ATV, 1997)

Während die ungelösten Abwasserinhaltsstoffe in den Schlamm eingebunden werden und die mittlere Aufenthaltszeit somit im Bereich des Schlammalters liegt, ist die Aufenthaltszeit der gelösten Abwasserinhaltsstoffe in der Belebung mit wenigen Stunden deutlich geringer (NOVAK ET AL., 1994). Eine plötzlich auftretende $\text{NH}_4\text{-N}$ -Frachtspitze kann infolge einer Überschreitung der Umsatzleistung auch bei ausreichenden O_2 -gehalten schnell zu erhöhten Ablaufkonzentrationen führen.

Bereits bei $\text{NH}_4\text{-N}$ Konzentrationen von 0,3 – 1,0 mg/l wird die Hälfte der max. Umsatzgeschwindigkeit erreicht, und in einem Konzentrationsbereich von 4,0 mg/l ist ein Großteil der verfügbaren Leistungsfähigkeit ausgeschöpft (THÖLE, 1999).

Eine Verlagerung des belebten Schlammes in das Nachklärbecken infolge der erhöhten hydraulischen Belastung kann ebenso wie eine kurzzeitige Temperaturabnahme zusätzlich eine Verminderung der Umsatzleistung der langsam wachsenden Nitrifikanten bewirken (ATV, 1997; NOVAK ET AL. 1994).

Die geringe Alkalinität im Mischwasser wirkt sich ebenfalls ungünstig aus und kann zur Absenkung des pH-Wertes führen.

Die Entleerung der Speicherbecken kann zu einem erneuten Frachtstoß führen, der auf die noch verminderte Umsatzleistung der Nitrifikation trifft (BRUNS, 1999).

Die **Nitrifikation** ist insgesamt ein **sehr kritischer Prozess bei Mischwasserbelastungen**.

Die **Denitrifikationsleistung** kann durch die Abnahme leicht abbaubarer Kohlenstoffverbindungen (bzw. einer nicht ausreichenden Kontaktzeit zur Hydrolyse), der Temperatur und durch einen erhöhten O_2 -Eintrag in die Denitrifikationszone durch den Zulauf bzw. die Nitratzirkulation verringert werden (SCHWENTNER & KRAUTH, 1990). Die Ablaufkonzentrationen werden aufgrund der einsetzenden Verdünnung in der Regel nicht erhöht.

P-Elimination

Unter der vermehrten biologischen Phosphorelimination, im Folgenden Bio-P genannt, versteht man eine über das normale, wachstumsbedingte Maß hinausgehende Phosphoraufnahme und –bindung durch den belebten Schlamm.

Es wird die Erkenntnis genutzt, dass es möglich ist, verschiedene Bakteriengruppen im belebten Schlamm anzureichern, die unter entsprechenden Prozessbedingungen eine erhöhte Phosphoraufnahme besitzen. Durch diese Art der biologischen Phosphorelimination ("luxury uptake") erhöht sich daher der Phosphorgehalt des abgezogenen Überschussschlammes. Ein P-Gehalt von 30 g P/kg TS wird im Normalfall erreicht. Die erforderlichen Prozessbedingungen für die Bio-P sind ein ständiger Wechsel von anaeroben zu aeroben Verhältnissen um einen Stoffwechselstress zu erzielen:

- Unter strikt anaeroben Bedingungen kommt es zum Zusammenwirken zweier Bakteriengruppen. Fakultative Anaerobier produzieren aus den abbaubaren organischen Abwasserinhaltsstoffen kurzkettige Fettsäuren (u.a. Acetat) die den obligat aeroben phosphatspeichernden Mikroorganismen (z.B. Acinetobacter) als Substrat dienen. Gegenüber anderen aeroben Mikroorganismen haben sie den Vorteil, unter anaeroben Milieubedingungen ihren Polyphosphatspeicher als Energiequelle nutzen zu können, um weiterhin Reservestoffe (Poly-β-hydroxybuttersäure PHB) zu synthetisieren. Der Abbau des Polyphosphatspeichers bewirkt dabei ein Freisetzen von PO_4 in das umgebende Medium (i.d.R. das anaerobe Becken).
- In einer nachfolgenden aeroben Phase wird der Polyphosphat-„Energiespeicher“ wieder aufgefüllt, indem PO_4 aus dem Medium aufgenommen wird, und zwar in einem höheren Maß als es für den Zellstoffwechsel notwendig wäre. Die dazu erforderliche Energie wird durch den oxidativen Abbau vor allem der Reservestoffe aber auch exogener Substrate gewonnen. Die Verfügbarkeit endogener Substrate kann einen entsprechenden Selektionsvorteil bieten.

Zum Einfluss des Mischwassers auf die **biologische P-Elimination** können folgende Aussagen aus der Literatur zusammengefasst werden.

Bei hydraulischen Spitzen wird rückgelöstes Phosphat aus der anaeroben Zone stoßartig in die aerobe Zone verdrängt. Die P-Aufnahme kann dort nicht entsprechend gesteigert werden, so dass erhöhte Ablaufwerte resultieren (HARTWIG, 1993; KRAUTH, 1995). Dieser Effekt ist nach TEICHFISCHER (1994) insbesondere bei kurzem Starkregen (ca. 6 h) maßgebend und führt zu einem sofortigen, kurzzeitigen Ansteigen der PO_4 -P-Ablaufwerte bevor eine Verdünnung einsetzt. Der eigentliche Prozess wird jedoch nicht gestört.

Der Prozess wird hingegen, ausgelöst durch die Verminderung der Rücklöserate im Anaerobbecken, gestört. Folgende Ursachen werden genannt (z.B. HARREMOÄS ET AL., 1993):

- Verringerte Anteile leicht abbaubarer Stoffe (organische Säuren) im Zufluss (s. auch SEYFRIED & HARTWIG, 1991; HELMER, 1994; TEICHFISCHER, 1994)
- Störung der anaeroben Verhältnisse durch erhöhte NO_3 -N-Konzentrationen (SEYFRIED & HARTWIG, 1991) (aus grund- oder quellwasserbürtigem Fremdwasser bzw. Schlammrezirkulation) oder einen eventuellen O_2 -Eintrag über den Zufluss (zusätzlicher Verbrauch der leicht abbaubaren Stoffe durch Denitrifikation!).

Nach WENTZEL ET AL. (1985) ist bei hohen Nitratgehalten ein vollständiger Zusammenbruch der biologischen P-Elimination möglich.

- Verkürzung der Reaktionszeit

Durch die Verdünnung kommt es nach Aussetzen der Rücklösung zunächst zu keinen erhöhten Ablaufwerten. Erst nach Stabilisierung der Milieubedingungen im Anaerobbecken (Anstieg der Zulaufkonzentrationen und sofortige Zunahme der Rücklösung) kann die P-Wiederaufnahme aufgrund des in der Mangelperiode abgesunkenen Substratspeichers, der zu diesem Zeitpunkt im aeroben Becken vorhandenen Bio-P-Bakterien nicht parallel verlaufen. Der $\text{PO}_4\text{-P}$ -Gehalt im Ablauf steigt zeitverzögert an, bis die „ersten“ rücklösenden Bakterien aus dem Anaerob- ins Aerobbecken gelangt sind und sich dort angereichert haben. Nach TEICHFISCHER (1994) dauerte es nach einer zweitägigen Regenperiode 6 Tage, bis die Ablaufkonzentrationen wieder gering waren.

HELMER (1994) beobachtete in Laborversuchen ebenfalls ein Wiederansteigen der Rücklöserate nach der starken Reduzierung durch eine stoßartige Zugabe ($2Q_s+Q_f$ über 5 Stunden) von Leitungswasser. Interessant ist der kontinuierliche Rückgang der maximal rückgelösten $\text{PO}_4\text{-P}$ -Konzentrationen, der sich nach einem längeren Zeitraum von wöchentlichen Zulaufverdünnungen einstellte. Ein signifikanter Rückgang der gesamten Eliminationsleistung konnte jedoch nicht festgestellt werden.

Die **chemische P-Elimination** kann der erhöhten Fracht angepasst werden und stellt somit keinen kritischen Prozess dar (KRAUTH & SCHWENTNER, 1994). Dies gilt ebenfalls für eine Kombination aus Bio-P- und chemischer P-Elimination. Voraussetzung hierfür ist eine entsprechende P-Online-Messung.

Nachklärung

Der Absetzvorgang im Nachklärbecken wird durch die Flockungsvorgänge im Einlaufbereich, die hydraulischen Verhältnisse im Nachklärbecken (u. a. Einlauf- und Ablaufkonstruktion, Dichteströmungen), die Größe des Rücklaufverhältnisses und die Art des Räumvorganges beeinflusst. Der abgesetzte Schlamm konzentriert sich in der Schlammschicht über der Beckensohle. Die darin erreichte Eindickung ist von den Schlammeigenschaften (ISV), der Tiefe der Schlammschicht, der Eindickzeit und der Art der Räumung abhängig.

Bei den Einlaufverhältnissen ist auf eine gute Verteilung über die Beckenwand und bei den Ablaufverhältnissen auf einen möglichst flächigen Abzug zu achten.

Die Bemessung erfolgt über die Oberflächenbeschickung (q_A) und die Schlammvolumenbeschickung (q_{SV}), da die Höhe der Absetzeinrichtung ohne Einfluss auf die Trennwirkung ist.

Abtreibende Feststoffe aus der **Nachklärung** infolge erhöhter hydraulischer Belastung können die Reinigungsleistung hinsichtlich partikulärer Stoffe (CSB, BSB_5 , inkorporierte Nährsalze, z.B. $\text{P}_{\text{ges}} = 3\text{-}6\%$ von AFS (HENZE, 1996)) erheblich beeinträchtigen.

Grund für den Schlammabtrieb sind die hydraulische Zuflusserhöhung (bzw. Schlammvolumenbeschickung) und die Schlammverlagerung aus dem Belebungsbecken, die den Absetzvorgang infolge Überlastung der Schlammspeicherkapazität (hoher Schlamm Spiegel, z.B. NYBERG ET AL., 1996), einer unvollständigen Flockung (KREBS ET AL., 2000) sowie einer „Schwingung“ des Schlammspiegels (ARMBRUSTER ET AL., 2001) stören können. Dies geschieht nach ATV (1997) und DEININGER ET AL. (1994) überwiegend bei der schnellen, sprunghaften Änderung des Zuflusses. Grundsätzlich können langsam ans-

teigende Zuflüsse bei richtiger Bemessung und Gestaltung des Beckens bis $2Q_t$ ohne betriebliche Probleme verkraftet werden.

Zum schnellen Rücktransport des in die Nachklärung verlagerten Schlammes in das Belebungsbecken wird auf einigen Anlagen der Rücklaufschlammstrom proportional zum Zufluss erhöht. Dies führt zu einer weiteren, ungünstigen Beeinflussung der Strömungsvorgänge (ATV, 1997) und einer weiteren Frachterhöhung ins Nachklärbecken. Bei steigendem Schlamm Spiegel durch die Schlammverlagerung findet jedoch eine verbesserte Eindickung statt, so dass die rückgeführte TS-Fracht steigt (OTTERPOHL & DOHMANN, 1996).

Die Verlagerung der Biomasse in die Nachklärung führt parallel zu einer negativen Beeinflussung der biologischen Umsatzprozesse (z.B. OTTERPOHL, 1993; BORN ET AL., 1999).

Große Nachklärbecken ($\varnothing > 40\text{m}$) reagieren bei der Bemessung nach A 131 weniger empfindlich auf hydraulische Belastungen. Dies wird mit dem geringeren Einfluss der Turbulenzen im Einlaufbereich und dem besseren Absetzen der Schlammteilchen auf dem längeren Fließweg erklärt (ATV, 1997). Vertikal durchströmte Nachklärbecken mit ausgebildetem Flockenfilter reagieren nach ATV (1997) weniger empfindlich auf plötzliche Zuflussänderungen und erhöhte Rücklaufschlammströme.

An dieser Stelle wird weiterführend auf die Arbeit von KAINZ (1991) verwiesen. Dort sind zahlreiche Literaturstellen zu den Auswirkungen von Stoßbelastungen aufgeführt. Die Absetzvorgänge im Nachklärbecken können somit auch einen kritischen Prozess bei Mischwasser darstellen.

3.3 Maßgebende Belastungen und kritische Prozesse

Maßgebende Belastungen im Mischwasserfall sind neben dem Anstieg des Zuflusses die zu Beginn starke Erhöhung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht, die im Verlauf des Ereignisses einsetzende Verminderung leicht abbaubarer Kohlenstoffverbindungen, eine je nach Jahreszeit variierende Verminderung der Abwassertemperatur sowie eine mögliche Erhöhung der $\text{NO}_3\text{-N}$ -Fracht im Zulauf.

Folgende Zusammenstellung (nach SEGELKE, 2002) zeigt den Einfluss dieser Belastungsquellen auf die primär beeinträchtigten biologischen Umsetzungsprozesse. Die Prozesse in Klammern sind prinzipiell ebenfalls betroffen, stellen sich in den Untersuchungen jedoch bei dieser Belastung als weniger empfindlich heraus.

Belastungsquelle:	→	Auswirkung auf:
Zuflusserhöhung mit den Nebeneffekten		
<ul style="list-style-type: none"> • Schlammverlagerung in die Nachklärung: Bio-P) • Verkürzung der Aufenthaltszeit: Bio-P) 		Nitrifikation (Denitrifikation)
$\text{NH}_4\text{-N}$-Fracht-Peak		Nitrifikation (Denitrifikation)
Verminderung leicht abbaubare C-Quellen		Bio-P, Denitrifikation
Verminderung Temperatur		Nitrifikation, Denitrifikation
Erhöhung $\text{NO}_3\text{-N}$-Konzentration im Zulauf		Bio-P

Die Abtrennleistung der **Nachklärung** und somit der Gehalt partikulärer Abwasserinhaltsstoffe werden maßgeblich durch den erhöhten Zufluss mit einhergehender Schlammverlagerung aus der Belebung in die Nachklärung beeinträchtigt.

Außerdem werden nach BRUNS (1999) Zufluss, NH₄-N, NO₃-N, PO₄-P, Kurzzeit-BSB₅ und Trübung als kritische Belastungsgrößen, sowie O₂, Temperatur, Schlamm Spiegel, Füllstand, Redox-Potenzial, Feststoffgehalt, Schlammvolumen, pH-Wert und Leitfähigkeit als die kritischen Prozessgrößen bezeichnet.

Zusammenstellung der Auswirkungen auf die Kläranlage

Tabelle 1 : Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf die Kläranlage und deren Ursachen

URSACHE	AUSWIRKUNG
Zunahme der hydraulischen Belastung	<ul style="list-style-type: none"> - Gefahr von Schlammabtrieb aus dem Nachklärbecken - Verringerung der Biomasse in Belebungsbecken - Verringerung der Umsatzleistung in Belebungsbecken - Verkürzung der Kontaktzeiten zwischen Denitrifikation und Bio-P
Erhöhung der NH ₄ -N-Fracht	<ul style="list-style-type: none"> - Überlastung der Nitrifikationskapazität - Erhöhung von Sauerstoffbedarf
Erhöhung der P-Fracht	<ul style="list-style-type: none"> - Überlastung der P-Rücklösung - Überlastung der P-Aufnahme
Erhöhung von CSB- und AFS-Fracht	<ul style="list-style-type: none"> - Erhöhung von Sauerstoffbedarf - Erhöhung von Schlammfall, somit Rückbelastung aus Schlammwasser in Nachfolgender Trockenwetterperiode
Erhöhung von NO ₃ -N	<ul style="list-style-type: none"> - Störung von P-Aufnahme im Anaerobbecken
Erhöhung von O ₂ -Konzentration im Zufluss	<ul style="list-style-type: none"> - Störung von Denitrifikation im anoxischen Becken - Störung von P-Aufnahme und Denitrifikation
Verringerung von Verhältnis BSB ₅ /CSB	<ul style="list-style-type: none"> - Verminderung von Substrat für Denitrifikation und Bio-P
Verringerung von Temperatur	<ul style="list-style-type: none"> - Begrenzung der Umsatzleistung bei Nitrifikation
Erhöhung von Verhältnis N/CSB	<ul style="list-style-type: none"> - Ungünstig für die Denitrifikation
Verringerung von Alkalinität	<ul style="list-style-type: none"> - Verringerung der Säurekapazität - Störung von Nitrifikation

Chapter 4

Spitzenfaktor für den zulässigen Mischwasserabfluss zur Kläranlage

4.1 Bemessung nach Regelwerk

Die Schnittstelle zwischen Kanal und Kläranlage wurde früher üblicherweise durch die Begrenzung des Zuflusses zur Kläranlage auf $2 \cdot Q_s + Q_f$ vorgegeben, so dass eine optimale Nutzung vorhandener Kläranlagenkapazitäten nicht möglich war und Maßnahmen zur Mischwasserbehandlung auf das Kanalnetz beschränkt blieben. Durch das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 (2003) wird zukünftig für den Mischwasserzufluss eine größere Bandbreite zulässig.

Alte Bemessung nach ATV

In der früher üblichen Bemessungspraxis wird der maximale Zufluss Q_m (m^3/h) zur Kläranlage bei Regen nach ATV-A 131 (1991) und ATV-A 128 (1992) „in der Regel“ auf $Q_m = 2 \cdot Q_s + Q_f$ festgelegt. Liegen keine Messdaten vor, so ist die rechnerische Ermittlung von Q_s als Jahresmittelwert mit Spitzenfaktor in beiden Arbeitsblättern ATV-A128 (Kanalnetz) und ATV-A 131 (Kläranlage) identisch. Im Normalfall sind jedoch Messungen im Zulauf der Kläranlage vorhanden. Bei deren Auswertung wird der Zufluss nach ATV-A131 (1991) an Trockenwettertagen als 85-%-Wert ermittelt, der nach Multiplikation mit dem stündlichen Spitzenfaktor zu Q_s führt. Hieraus resultieren Diskrepanzen zum Rechenwert für Q_s nach ATV-A 128, in dem selbst keine Angaben zum Vorgehen bei vorliegenden Messdaten gemacht werden.

Darüber hinaus führen die uneinheitlichen Bezeichnungen in den Arbeitsblättern und die unkonkreten Hinweise zur Messdatenauswertung dazu, dass ein ideales Vorgehen aufgrund ungleicher Bemessungswerte kaum möglich ist. Eine Gesamtoptimierung kann durch das starre Q_m , nicht erfolgen, da eine abgestimmte Funktionseinheit ohne Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse kaum erreichbar ist.

Das ATV-DVWK-A 131 (2000) verweist bereits auf das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 (2003). Dieses verfolgt die Zielsetzung der „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ und gilt übergreifend für alle ATV-DVWK-Arbeits- und Merkblätter, die die Bemessung und Nachrechnung von Kanalnetz und Kläranlage beinhalten.

Neue Bemessung nach ATV-DVWK-A 198

Der zulässige Mischwasserzufluss (Q_M) errechnet sich nach ATV-DVWK-A 198 (2003) mit dem mittleren jährlichen Schmutzwasserabfluss $Q_{S,aM}$ (l/s) und einem Spitzenfaktor $f_{S,QM}$ zu:

$$Q_M = f_{S,QM} \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$$

Der Bereich des Faktors $f_{S,QM}$ zur Ermittlung des optimalen Mischwasserabflusses zur Kläranlage wird im Bild 3 dargestellt.

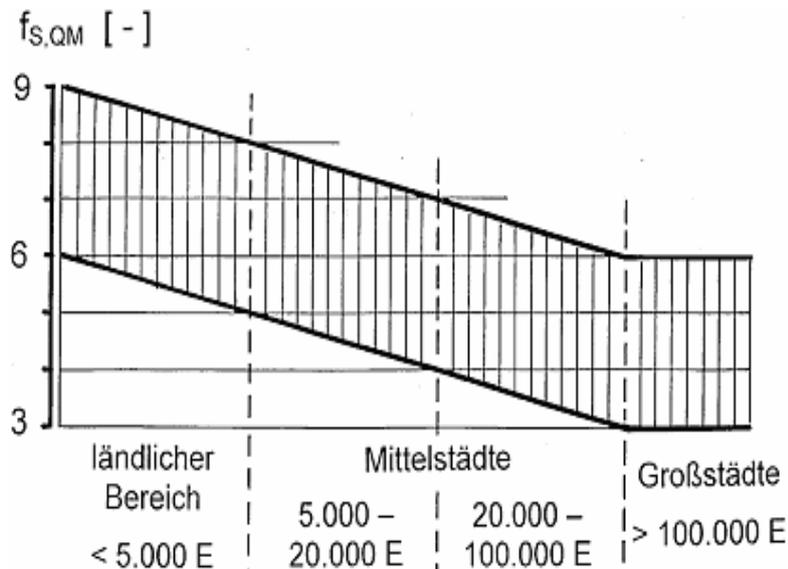


Bild 3 : Bereich des Faktors $f_{S,QM}$ zur Ermittlung des optimalen Mischwasserabflusses zur Kläranlage auf der Basis des mittleren jährlichen Schmutzwasserabflusses (ATV-DVWK-A 198 (2003))

Der Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM}$ (aM = Mittel für ein Jahr) kann in der Regel als Jahresmittelwert angesetzt werden (weitere Hinweise in ATV-A 198 Kap. 4.2.2.4).

Die vorgeschlagene Bandbreite von $f_{S,QM}$, liegt z.B. für Großstädte (> 100.000 E) zwischen 3 und 6 und für den ländlichen Bereich zwischen 6 und 9. Diese Werte resultieren aus einer Auswertung (SCHLEYPEN & MEIBNER, 1999), nach der in Landgemeinden die bisherige Vorgabe (ATV-A 128 und A 131) von $2 \cdot Q_s + Q_f$ (Q_s in Tagesspitze!) zu ca. $9 \cdot Q_{S,dM}$ (im Tagesmittel) bzw. in Großstädten nur zu ca. $3,5 \cdot Q_{S,dM}$ führt.

Je nach Siedlungsstruktur entspricht der 2- bis 3-fache Mischwasserzufluss der Trockenwetterspitze also dem 3- bis 9-fachen des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses.

Beispiel zur Veränderung des zulässigen Drosselabflusses Q_M

Bild 4 stellt basierend auf Messdaten die Veränderung des zulässigen Drosselabflusses für den Mischwasserzufluss, die sich nach dem neuen ATV-DVWK-A 198 (Q_{Mmin} , Q_{Mmax}) ergibt, dem bisherigen Wert nach $2 \cdot Q_s + Q_f$ [Q_m (alt) nach ATV-A 131 und A 128] gegenüber (SEGELKE & ROSENWINKEL, 2004).

Für eine Stadt von 120.000 Einwohnern (Beispiel Hildesheim) ergibt sich der 1,5-fache maximale Mischwasserzulauf im Vergleich der Berechnungen nach ATV-A 131 (alte Version) und nach A 198. Nach der neuen Bemessungsvariante sind somit viel höhere Beschickungen zulässig.

Die gleiche Aussage kann auch bei anderen Städten, wie z.B. Köln-Langel mit 100.000 Einwohnern und für eine Stadt mit 75.000 Einwohnern (siehe Anhang A 198) getroffen werden.

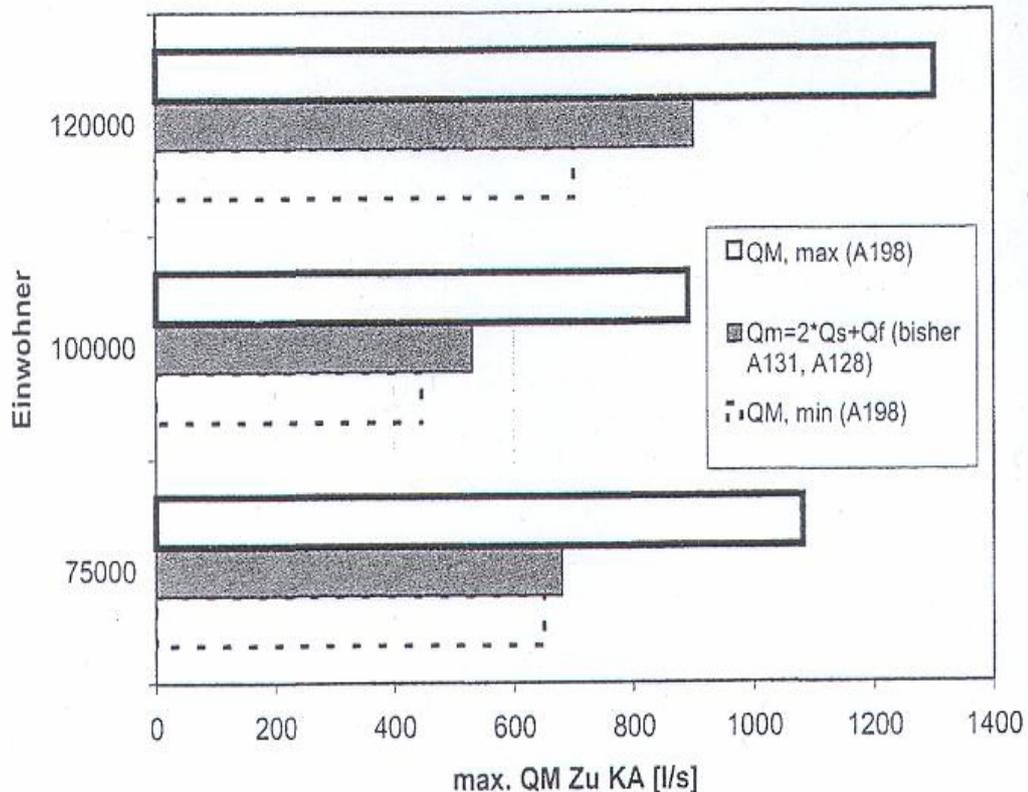


Bild 4 : Veränderung des zulässigen Drosselabflusses für den Mischwasserzufluss in einer Kläranlage nach A 198 gegenüber A 131 (Seggelke & Rosenwinkel, 2004)

4.2 Untersuchungen zu möglichen Spitzenfaktoren beim Mischwasser

Bisher wurden entweder mit verschiedenen Simulationen oder mittels Versuchen (großtechnischer Untersuchungen) auch auf Kläranlagen die optimalen Mischwasserbeschickungen erprobt.

Die ersten Untersuchungen wurden überwiegend mit **Simulationsrechnungen** durchgeführt. OTTERPOHL (1993) untersuchte z.B. anhand eines Regenereignisses, das mit der Tagesspitze des Trockenwetterabflusses überlagert war, den Einfluss von 2 bzw. 3 Q_t (Q_t : Tagesspitzenwert). Signifikant war insbesondere die Erhöhung der Ammoniumablaufkonzentration auf Werte > 7 mg/L gegenüber 2 mg/L bei 2 Q_t . Eine einfache Gesamtbetrachtung zeigte jedoch, dass eine Kanalnetzbelastung bei 3 Q_t vermieden werden konnte und die ins Gewässer eingetragene Gesamtfracht einiger Parameter Vorteile aufweist (BSB₅, P_{ges}). Die TKN-Fracht blieb in etwa gleich. Die Nachklärung muss entsprechend auf die höhere Belastung ausgelegt sein.

Modellrechnungen von MEHLHART & STELTSMANN (1994) zeigten bei 3 Q_s+Q_f eine Reduzierung ökologisch kritischer Ereignisse bei einem Speichervolumen im Kanalnetz von 40 m³/ha. Für die Berechnung wurde die ATV-A 128 eingesetzt. Der maximale Zufluss beim Trockenwetter (Q_t) beträgt 360 l/s und beim Regen (Q_d) 760 l/s. Der Zulaufwert für die NH₄-N-Konzentration im Trockenwetter wurde auf 55 mg/l und der Ablaufwert auf 10 mg/l festgelegt. Der pH-Wert liegt bei 7,9 und die Temperatur bei 20°C. Als kritische Belastungsgrößen werden die NH₃-N-Konzentration oberhalb 0,1 mg/l unter Berücksichtigung des pH-Wertes und der Temperatur und die NH₄-N-Konzentration oberhalb 3,0 mg/l ohne Berücksichtigung des pH-Wertes und der Temperatur im Gewässer verwen-

det. Die Modellrechnung wurde über einen Betrachtungszeitraum von 11 Jahren durchgeführt. Durch eine Vergrößerung der Nachklärung und mit Hilfe einer Steuerung des Schlammspiegels und des TS-Gehaltes ist die höhere Mischwasserbeaufschlagung ohne wesentliche Beeinträchtigungen der Reinigungsleistung möglich.

Durch Simulationsrechnungen und **halbtechnische Untersuchungen** von LONDONG (1994) wurden eine Vielzahl von kritischen Parametern mittels einer Online-Messung von Zulaufkonzentration und Ablaufkonzentration an der Pilotanlage Buchenhofen für 30.000 Einwohner bestimmt. Das System besteht aus einem längsdurchströmten Belebungsbecken mit vorgeschalteter Denitrifikation. Auf die Modellierung der Nachklärung wurde verzichtet. Es ließ sich ein Trockenwetterzufluss von 66 l/s ermitteln. Dieser Wert entspricht dem 85 %-Wert des Trockenwetterzuflusses. Die TKN-Konzentration lag zwischen 50 bis 90 mg/l. Bei gleichen Randbedingungen wurde die Zuflussmenge auf $1,77Q_t$, $2,65Q_t$, $4Q_t$ und $6Q_t$ gesteigert. Die Ablaufwerte für die NH_4 -N-Konzentration betragen jeweils 5 mg/l, 8 mg/l, 12 mg/l und 17 mg/l. Als eine andere Variante wurde das Bypass-Verfahren eingesetzt. Ohne große bauliche Veränderung kann bei Anlagen mit Vorklärbecken ein Bypass zwischen Zulauf- und Belebungsbecken eingerichtet werden, der bei einsetzenden Mischwasserzuflüssen das verdünnte Abwasser am Vorklärbecken vorbei direkt in das Belebungsbecken leitet. Die konventionelle Vorklärung dauert ca. 1,5 Stunden. Mittels dieser Zwischenspeicherung wurden auch bei Belastungsfällen bis $4Q_t$ geringe NH_4 -N-Ablaufwerte (4 mg/l) erreicht.

Halbtechnische Untersuchungen im Versuchsstand des Lehr- und Forschungskläranwerkes Bünau der Universität Stuttgart von SCHWENTNER & KRAUTH (1990) ermöglichten eine Quantifizierung der Veränderung der Reinigungsleistung von Belebungsanlagen bei Mischwasserzufluss und Beaufschlagung mit $2Q_s+Q_f$, $3Q_s+Q_f$ und $5Q_s+Q_f$. Der maximale Zufluss bei Trockenwetter von 300 l/h entspricht dem maßgebenden Trockenwetterzufluss Q_t . Damit sind die Beschickungsmengen bei Mischwasserzufluss entsprechend auf 600 l/h für $2Q_s+Q_f$, auf 900 l/h für $3Q_s+Q_f$ und auf 1500 l/h für $5Q_s+Q_f$ festgelegt. Die Aufenthaltszeiten in der Belebungsanlage liegen bei Mischwasserzufluss bei ca. 6h, 4h und 2,4h. Die CSB-Konzentration für den Trockenwetterzufluss beträgt 494 mg/l, die TKN-Konzentration 61,3 mg/l. Bezogen auf den gesamten Belastungszeitraum wird das Nitrifikationspotenzial bei 2 und $3Q_s+Q_f$ nur zum Teil ausgeschöpft. Bei $3Q_s+Q_f$ überschreitet die zu nitrifizierende Stickstofffracht nur in der ersten Belastungsphase die Kapazität der vorhandenen Nitrifikantenpopulation, während der Stickstofffracht bei Beaufschlagungen mit $5Q_s+Q_f$ die Kapazität nahezu über den gesamten Zeitraum des Ereignisses übersteigt. Auch bei Belastungen mit $5Q_s+Q_f$ sind keine signifikanten Erhöhungen des NO_3 -N-Gehaltes im Ablauf der Anlage ermittelt worden. Die CSB-Elimination geht zurück (92 % bei Trockenwetter, 84 % bei $5Q_s+Q_f$), die CSB-Ablaufwerte nehmen durch die Verdünnung jedoch ebenfalls geringfügig ab. Es wird empfohlen, die Beaufschlagung unter Berücksichtigung des Reinigungspotentials zu maximieren.

Die halbtechnischen Versuche nach SEGELKE (2002) zeigten, dass Kläranlagen auch bei Mischwasserzuflüssen bis $4Q_t$ die Ablaufgrenzwerte einhalten können, bei ungünstigen Randbedingungen erhöhte Ablaufwerte (NH_4 -N, PO_4 -P und partikulären Stoffen) jedoch nicht auszuschließen sind. Eine aus zwei Straßen bestehende Versuchskläranlage wurde auf dem Gelände des KW Hannover-Gümmerwald errichtet. Eine davon wurde mit max. $2Q_t$ und die andere mit max. $4Q_t$ beschickt. Die Trockenwetterzuflussmenge der Straße 2 betragen $2,1 \text{ m}^3/\text{h}$ und der max. Regenwetterzufluss $8,1 \text{ m}^3/\text{h}$. Die Anschlussgröße beträgt ca. 300 Einwohner. Die Messwerte wurden in 15-Minuten-Schritten protokolliert und als 2-Stunden-Werte übermittelt. Die Zulaufwerte für die CSB-Konzentration

im Trockenwetter lagen bei 764 mg/l, für BSB₅ bei 232 mg/l, für P_{ges} bei 8,5 mg/l und für NH₄-N bei 50 mg/l. Beim 4 Stunden Regenereignis mit dem 4-fachen Spitzenwertanstieg erfolgt eine Verminderung der Temperatur und eine Erhöhung der NH₄-N-Konzentration auf 2 mg/l. Die Verdünnung ist ca. eine halbe Stunde nach Erreichen des maximalen Zuflusses erkennbar.

Untersuchungen an **großtechnischen** Anlagen von SCHWENTNER & KRAUTH (1992) zeigten

auch bei Stoßbelastungen oberhalb der nach A 131 empfohlenen Werte für q_A (Flächenbeschickung, m/h) und q_{SV} (Schlammvolumenbeschickung, m/h) bei einer ausreichenden Klarwasserzone (> 0,5 m) AFS-Konzentrationen unter 10 mg/l.

DEININGER ET AL. (1994) untersuchten die Leistungsfähigkeit von horizontal durchströmten Nachklärbecken mit Zuflüssen bis 4Q_t (Q_t: Tagesspitzenwert). Die Untersuchungen wurden auf der einstufigen biologischen Kläranlage einer Kleinstadt in Bayern mit ca. 10.000 Einwohnern durchgeführt. Der Trockenwetterzufluss betrug 307 m³/d (85 l/s) und der maximale Regenwetterzufluss 1.260 m³/d (350 l/s). Die Zulaufwerte für die CSB-Konzentration im Trockenwetter lagen bei 400 mg/l, für BSB₅ bei 240 mg/l, für P_{ges} bei 9 mg/l und für N_{ges} bei 43 mg/l. Nach dem dreistündigen Regenereignis lagen die BSB₅-Konzentration bei 3 mg/l und die CSB-Konzentration bei 20 mg/l. Auch bei allen anderen Regenereignissen lagen beide Werte deutlich unterhalb des Grenzwertes und bei der Nitrifikation war keine Verschlechterung der Abbauleistung zu erkennen. Bei der Denitrifikation wurde zeitweise eine Verschlechterung der Ablaufwerte beobachtet, denn durch den Mischwasserzufluss stieg der Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken deutlich an, so dass kein anoxischer Zustand mehr vorlag und sich das N/BSB₅-Verhältnis in einen ungünstigen Bereich verschob. Das nach A 131 bemessene Becken war um ein vielfaches des Trockenwetterabflusses und auch oberhalb der zulässigen Oberflächenbeschickung belastbar. Zu Feststoffabtrieb kam es nur bei rascher Erhöhung des Zuflusses bzw. einem hohen Schlamm Spiegel (Klarwasser < 0,5 m), nicht aber bei gleichbleibend hoher Belastung. Der TS-Gehalt im Belebungsbecken nahm um maximal 24 % ab.

Nach Erfahrungen des Ruhrverbandes sind bei ausreichend dimensionierten Anlagenteilen bei Zuflüssen bis zu 3 Q_{t,x} (Q_{t,x}: Ermittlung A131: 85 %-Wert, Tagesspitze) ebenfalls keine Auswirkungen auf die emittierten Frachten zu erwarten (BODE & WILLEMS, 1995).

In Belgien ist die biologische Stufe der Kläranlage auf 3Q₁₄ (Q₁₄ = 1.7Q_{t, Tagesmittel}) auszuliegen. CARRETTE ET AL. (2000) führten dort Untersuchungen mit 6 Q₁₄ durch. Ein Regenbecken wurde als zusätzliches Nachklärbecken umfunktioniert. Die Ablaufgrenzwerte (N_{ges}=20 mg/L, BSB₅=25 mg/L, AFS=35mg/L) konnten über einen Zeitraum von mehreren Monaten eingehalten werden. Hier muss angemerkt werden, dass in Belgien die Überwachung im 24-h-Tagesmittel erfolgt und somit nicht mit den in Deutschland üblichen qualifizierten Stichproben vergleichbar ist. Die Verringerung der Gesamtfracht in das Gewässer aus Kanalisation und Kläranlage beträgt beim Betrieb mit 6 Q₁₄ gegenüber dem mit 3 Q₁₄ zwischen 10 und 80 % (je nach Parameter).

THÖLE (1999) beschäftigt sich besonders ausführlich mit den Auswirkungen von Mischwasserzufluss auf die Kläranlage. Durch eigene Messungen erfasst er die Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf drei Kläranlagen (Hildeheim, Duderstadt, Dresden). Die Zulaufwerte für die CSB-Konzentration im Trockenwetter liegen bei 522 mg/l, für BSB₅ bei 222 mg/l, für P_{ges} bei 9,0 mg/l und für NH₄-N bei 27,9 mg/l. Für Ammonium und Nitrat lassen sich sehr gute Ergebnisse erzielen. Der CSB-Abbau kann ebenfalls sehr gut abgebildet werden. Nachklärung kann kurzzeitige, durch Aufwirbelung von Feststoffen her-

vorgerufene Spitzen nur bedingt oder gar nicht abbilden. In Dresden machte er eine Gesamtemissionsbetrachtung. Bezüglich des CSB (30-60 mg/l bei Regenwetter, 40 mg/l beim Trockenwetter) ist die Erhöhung des Mischwasserzuflusses nur durch die Nachklärung begrenzt. Bezüglich Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$ < 10 mg/l) erreicht er einen max. Mischwasserzufluss von $2,85 \cdot Q_s + Q_f$. Die späteste Verdünnung von CSB erfolgt nach 2-3 Stunden.

Die Kläranlage Hildesheim (SEGELKE, 2002) ist für eine Anschlussgröße von 240.000 Einwohnern ausgelegt und besteht aus Rechen, Sandfang, Vorklärung, vorgeschaltete Belebungsbecken, chemische P-Fällung und belüftetem Schönungsteich (50.000 m³). Der Zufluss zur Kläranlage wird im Ablauf des Sandfangs erfasst. Der Trockenwetterzufluss beträgt 1.875 m³/h und die maximale Regenwetterzufluss 5.000 m³/h. Die Messwerte werden in 15-Minuten Schritten protokolliert und als 2-Stunden-Werte übermittelt. Der Zulaufwerte für die CSB-Konzentration im Trockenwetter liegen bei 806 mg/l, für BSB₅ bei 371 mg/l, für P_{ges} bei 10,6 mg/l und für $\text{NH}_4\text{-N}$ bei 41 mg/l. Beim 6-stündigen Regenereignis mit dem 2,5-fachen Spitzenwertanstieg sinkt die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration innerhalb ca. 9 Stunden um etwa die Hälfte und die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht steigt in ca. einer Stunde um das 2,5-fache an. Die CSB-Konzentration sinkt etwa um ein Drittel und die Fracht steigt um das max. 3-fache innerhalb einer Stunde an. Die Verdünnungsdauer beträgt ca. eine Stunde. Auf der Kläranlage Hildesheim trat nach SEGELKE (2002) im Untersuchungszeitraum bei der Beschickung mit bis zu $3,2Q_s + Q_f$ keine Überschreitung der Ablaufgrenzwerte hinsichtlich $N_{\text{ges,anorg.}}$ (max. 12 mg/l) und $\text{NH}_4\text{-N}$ (max. 4 mg/l) auf. Dies ist vorrangig auf die in den Hildesheimer Umlaufgräben mögliche flexible Anpassung der aeroben und anoxischen Zonen an die Belastungsverhältnisse zurückzuführen. Ein Rohabwasserspeicher im Zulaufbereich der Kläranlage wirkt sich erwartungsgemäß sehr günstig aus. Aufgrund der chemischen Fällung zur Stützung der biologischen P-Elimination konnten die $\text{PO}_4\text{-P}$ -Gehalte im Ablauf stets < 0,6 mg/l gehalten werden. Die Ablaufwerte der Nachklärung waren hinsichtlich partikulärer Stoffe bei drei von 16 Ereignissen mit Zuflüssen oberhalb $2,5 \cdot Q_s + Q_f$ kritisch, obwohl die Oberflächenbeschickung der Nachklärbecken unter 1 m/h lag und stets eine Klarwasserzone von 50 cm vorhanden war. Die Schlammvolumenbeschickungen lagen bei diesen Ereignissen über 500 L/(m² h). Die Vermutung, dass die zuflussproportionale Rücklaufschlammregelung zu ungünstigen hydraulischen Belastungen und Turbulenzen führt, konnte mangels Messwerten nicht untersucht werden, durch den Schönungsteich wurden die Grenzwerte stets eingehalten. Auch die Ergebnisse einer Fallstudie mit dem kalibrierten Modell, mit dem verschiedene Zuflüsse für ein starkes und eines kleineres Regenereignisses berechnet wurden, zeigten ähnliche Ergebnisse hinsichtlich Stickstoff und CSB-Ablaufkonzentrationen. Bis $6,2 Q_s + Q_f$ trat aufgrund der Rotorensteuerung hinsichtlich $N_{\text{ges,anorg.}}$ (< 10 mg/L) keine Grenzwertüberschreitung auf. Die im neuen ATV-DVWK-A 198 vorgeschlagene Bandbreite (für Hildesheim ca. $3 Q_s + Q_f$) ist ein realistischer Bereich, in dem die gesetzlichen Ablaufgrenzwerte bei Einsatz entsprechender Maßnahmen und Randbedingungen eingehalten werden können.

In folgender Tabelle sind die optimalen Spitzenfaktoren je nach Verfahren und kritische Belastungsgrößen (auch Soll-Werte) zusammengefasst.

Tabelle 2 : Spitzenfaktoren beim Regen und die kritische Prozessparameter

AUTOR/AUTORIN	SPITZENFAKTOR	BETRACHTETE STOFFGRÖÙE
mit Simulationsrechnungen:		
OTTERPOHL (1993)	2 - 3Q _t (Q _t : Tagesspitzenwert)	bei 2 Q _t < 2,0 NH ₄ -N mg/L bei 3 Q _t > 7,0 NH ₄ -N mg/L
MEHLHART & STELTSMANN (1994)	3Q _s +Q _f	NH ₃ -N < 0,1 mg/L NH ₄ -N < 3,0 mg/L (Zielgrößen für das Gewässer)
mit halbtechnischer Untersuchung:		
LONDONG (1994):	1,7 - 6Q _t (Q _t -85%-Perzentil des Trockenwetterzuflusses)	NH ₄ -N < 5 -17mg/L
SCHWENTNER & KRAUTH (1990)	3Q _s +Q _f	NH ₄ -N < 10 mg/L
SEGELKE (2002)	4Q _t	NH ₄ -N, PO ₄ -P, partikuläre Stoffe
mit großtechnischer Untersuchung:		
SCHWENTNER & KRAUTH (1992)	>2Q _s +Q _f	ausreichende Klarwasser- zone(>0,5m), AFS- Konzentrationen unter 10 mg/L
DEININGER ET AL. (1994)	4Q _t (Q _t : Tagesspitzenwert)	Klarwasser<0,5m, max. Abnahme des TS-Gehaltes 24 %
BODE & WILLEMS (1995)	3 Q _{t,x} (Q _{t,x} : 85%-Wert, Ta- gesspitze)	-
THÖLE (1999)	2,85*Q _s +Q _f	NH ₄ -N < 10 mg/L
CARRETTE ET AL. (2000, Bel- gien)	3Q ₁₄ (Q ₁₄ = 1,7Q _t , Tagesmittel)	N _{ges} =20 mg/L, BSB ₅ =25 mg/L, AFS=35mg/L
SEGELKE (2002)	3,2Q _s +Q _f	N _{ges,anorg.} < 12mg/l, NH ₄ -N < 5mg/l, PO ₄ -P < 0,6 mg/ mit chem. P- Elimination

Chapter 5

Situation der Berliner Kläranlagen

5.1 Berliner Kläranlagen

Bisher wurde die Auswirkung des Mischwassers auf eine Kläranlage mit direktem Anschluss an eine Freispiegelkanalisation erläutert. In Berlin führt die Mischwasserförderung durch Abwasserpumpwerke aufgrund von teils langen Druckrohrleitungen zu einer deutlichen und vor allem zeitlichen gestreckten Belastung der Kläranlagen.

Da die Druckrohre gänzlich mit Abwasser gefüllt sind, erreicht die hydraulische Belastung sofort die Kläranlage. In den Druckrohrleitungen befindet sich aber noch Abwasser mit Trockenwetterkonzentrationen. Daraus resultiert in Verbindung mit dem hohen Volumenstrom ein enormer Frachtstoß auf die Kläranlage. Es kann bis zu mehrere Stunden dauern, bevor das verdünnte Mischwasser die Kläranlage erreicht.

Die folgenden Betrachtungen entstammen im Wesentlichen einer Mischwasserbelastungsstudie der Berliner Wasserbetriebe (KELLER, 2004). In verschiedenen Diagrammen sind die Mischwasserzuflussverhältnisse auf den einzelnen Klärwerke Berlins dargestellt. Das Zeitfenster des jeweiligen Regenereignisses wird gesondert hervorgehoben.

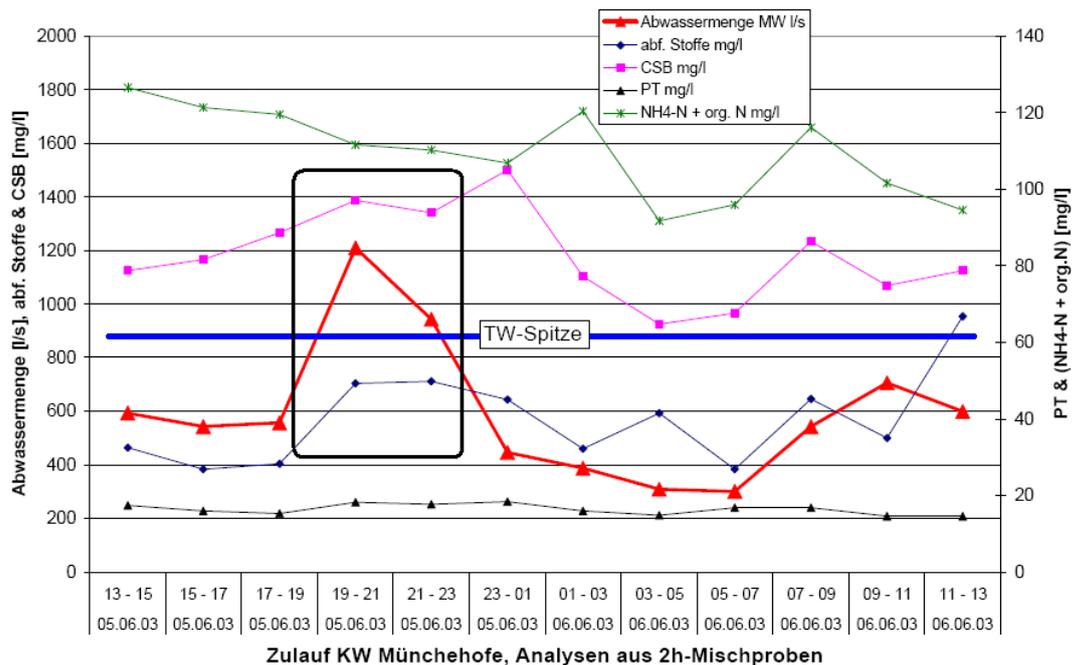


Bild 5 : KW Münchehofe, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

Die höhere hydraulische Belastung des **Klärwerks Münchehofe** hielt etwa 3 Stunden an (Bild 5, Bild 6) Die abfiltrierbaren Stoffe (AFS) im Kläranlagenzulauf steigen stark an, diese Erhöhung hält auch nach dem Abklingen der höheren hydraulischen Belastung an, wie Bild 5 zu entnehmen ist. Ähnlich verhält sich der CSB. Ungewöhnlich ist die Stickstoffkurve, der Wert ist bei Trockenwetter vor Beginn des Regenereignisses höher als normal (KELLER, 2004). Bei einem 2,1 fachen (1,4-fachen) Mischwasserzuflussanstieg innerhalb von ca. 2 Stunden, bezogen auf Trockenwetterzufluss und Spitzenwert bei

Regen (bzw. auf TW-Spitze und Spitzenwert bei Regen), steigt die AFS-Konzentration in der Kläranlage ebenfalls um ca. das 1,8-fache.

Aus der Messung im Ablauf der Vorklärung in Bild 6 kann man deutlich erkennen, dass die Frachtentwicklung direkt von der hydraulischen Belastung abhängt. Verdünnungseffekte spielen während des Anstiegs der Zuflussmenge praktisch keine Rolle. Wenn die Abwassermenge um das 2,2-fache ansteigt, wird die $\text{NH}_4\text{-N}$ – Fracht um ca. das 2-fache und die CSB – Fracht um ca. das 2,5-fache ansteigen. Nach KELLER (2004) ist eine Verdünnung beim Klärwerk Münchehofe nach 6 Stunden anzunehmen.

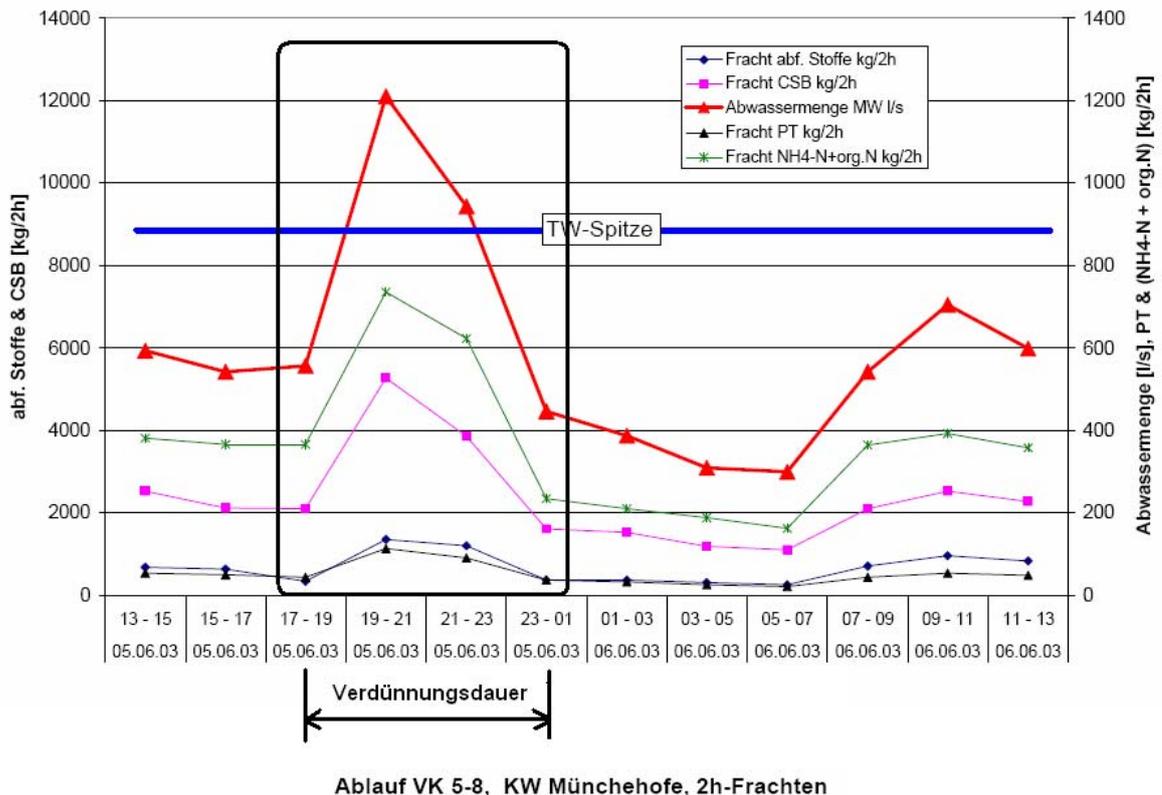


Bild 6 : KW Münchehofe, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

Die Belastung der Belebungsbecken im **Klärwerk Stahnsdorf** ist nicht so hoch, da zwei große alte Vorklärbecken bei höheren hydraulischen Zuläufen als Speicher dienen (KELLER, 2004).

In Bild 7 sind zu Beginn des Regenereignisses leichte Anstiege des CSB und des AFS zu erkennen und nach etwa 8 h wieder eine Abnahme, die mit dem starken Rückgang der hydraulischen Belastung zusammenfällt. Die Stickstoffbelastung im Zulauf geht bereits nach etwa 5 Stunden zurück (KELLER, 2004).

Fast alle Werte im Ablauf der Vorklärung liegen bei Beginn des Regens extrem hoch (Bild 8). Daraus schließt KELLER (2004) auf eine nicht korrekt arbeitende Vorklärung, wie auch an dem Verlauf der Kurve für abfiltrierbare Stoffe zu erkennen ist. Eine Entlastung wird durch das Einspeichern, welches sehr gut an den Abwassermengenkurven zu erkennen ist, erreicht. Die Verdünnung wird von KELLER (2004) auf etwa 5 h geschätzt, hat aber durch die Vorklärbecken nur eine nachrangige Bedeutung. Aus dem gesamten vorhandenen Datenmaterial leitet KELLER (2004) eine Verdünnung nach 3 bis 5 Stunden ab,

die ab diesem Zeitpunkt konstant ist, so dass die größte Frachtbeeinflussung von der Hydraulik ausgeht. Durch die Speichermöglichkeit schlägt die Frachterhöhung nicht voll auf die Biologie durch.

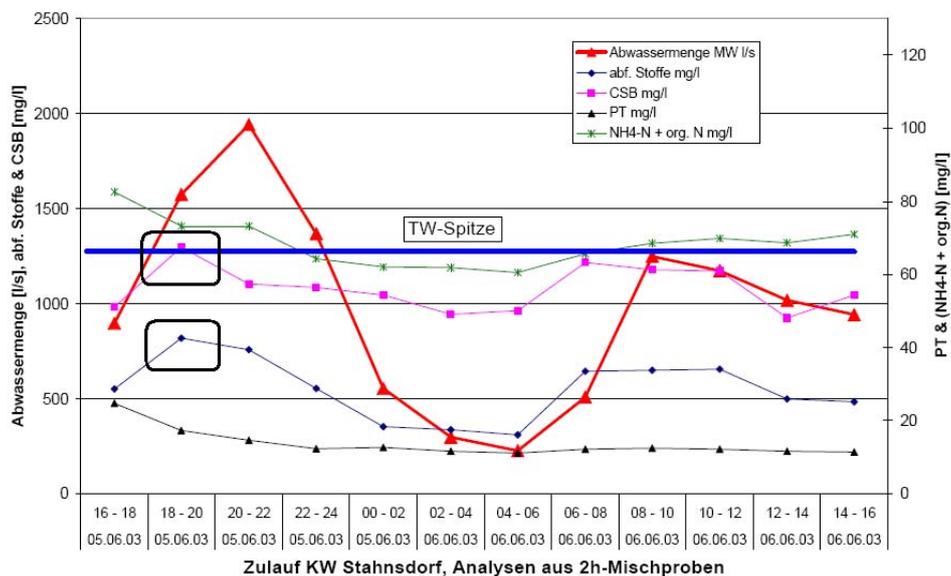


Bild 7 : KW Stahnsdorf, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

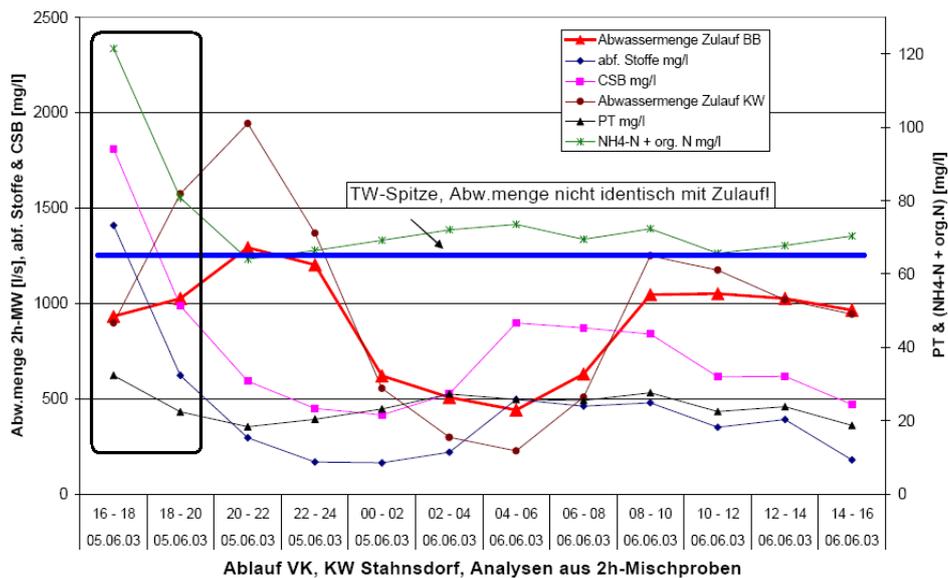


Bild 8 : KW Stahnsdorf, Abwassermenge im Zulauf KW und im Zulauf Biologie als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

Das Klärwerk **Waßmannsdorf** ist hydraulisch relativ hoch belastet, wie in Bild 9 zu erkennen. Eine Verdünnung setzt hier nach etwa 6 bis 7 Stunden ein (KELLER, 2004). Gleichzeitig geht hier auch die Hydraulik zurück. Es ist keine deutliche Zunahme der abfiltrierbaren Stoffe im KW Zulauf sichtbar. In Bild 10 ist allerdings zu erkennen, dass die Vorklärung der Hydraulik nicht gewachsen war (KELLER, 2004). Wenn der Zufluss um das 1,4-fache ansteigt, wird die $\text{NH}_4\text{-N}$ – Konzentration um ca. das 2,1-fache (und der CSB um ca. das 2,4-fache im Ablauf der Vorklärung ansteigen. Man kann eine Verdün-

nung nach etwa 8 Stunden annehmen. Die Frachtbelastung wird von der Hydraulik bestimmt. Die Einlaufanlage und die Vorklärung werden durch die Erhöhung der Fracht stärker beansprucht.

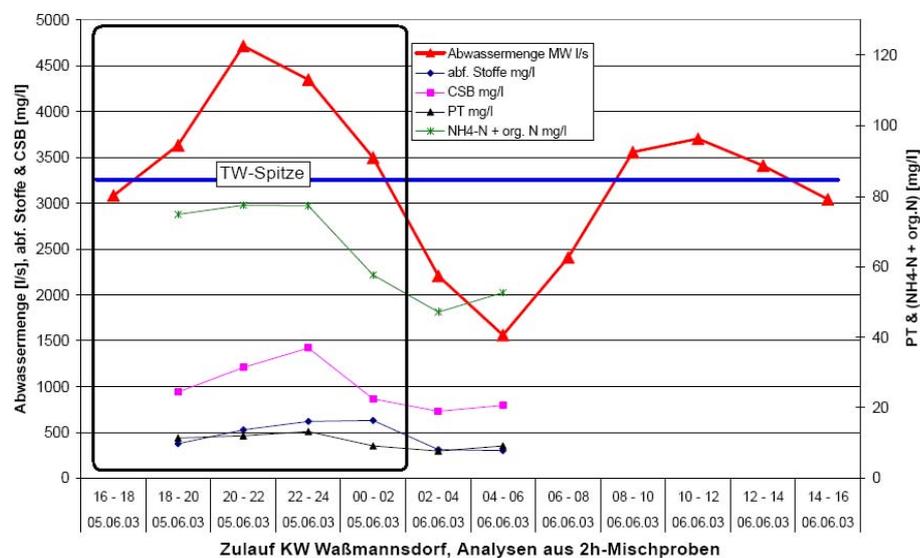


Bild 9 : KW Waßmannsdorf, Abwassermenge als 2h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

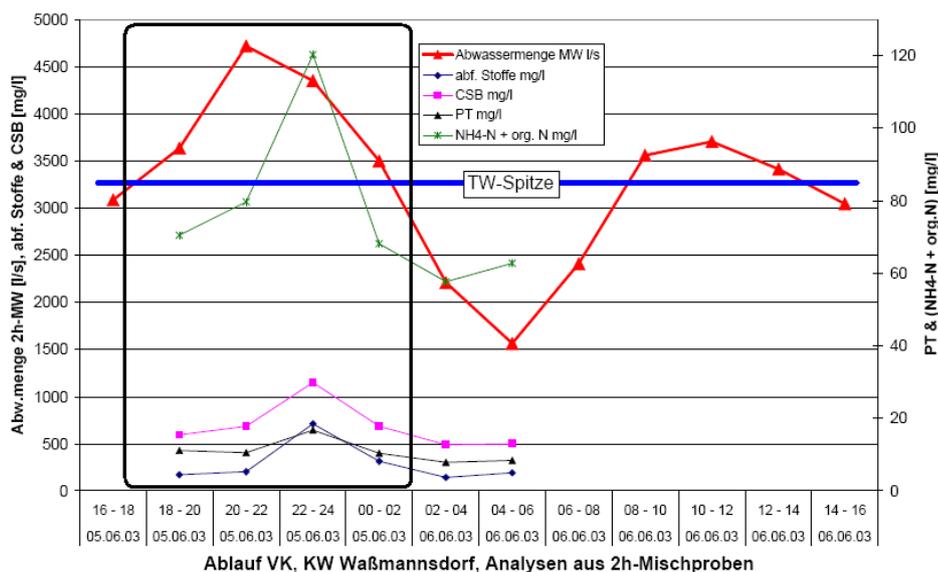


Bild 10 : KW Waßmannsdorf, Abwassermenge im Zulauf KW als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

Im **Klärwerk Ruhleben** erfolgte die Auswertung durch KELLER (2004) für den Vorklärlauf in Richtung Belebungsbecken-Block B, da hier die größte Abwassermenge gereinigt wird.

Dargestellt sind in Bild 11 der Zulauf zum KW und im Bild 12 der Ablauf der Vorklärung. Ein deutlicher Schlammabtrieb aus der Vorklärung wurde während des betrachteten Ereignisses festgestellt. Eine deutliche Verdünnung tritt nach etwa 5 Stunden ein, betrachtet man nur den Parameter Stickstoff ist die Verdünnung sogar so hoch, dass die

Konzentration halbiert wird und somit die Frachtbelastung geringer ausfällt als in der Trockenwetterspitze (Kreis im Bild 11) (KELLER, 2004).

Von den großen Klärwerken in Berlin sind Regenereignisse für das KW Ruhleben am wenigsten kritisch. Die Verdünnung fällt viel deutlicher aus, als in den anderen Klärwerken. In den meisten Regenwetterfällen halbiert sich der Stickstoffzulaufwert zum Belebungsbecken gegenüber Trockenwetter, so dass trotz hoher hydraulischer Belastung die Stickstofffracht nach etwa 6 Stunden unter die der Trockenwetterspitze fällt (Bild 12). In den meisten Fällen ist auch keine höhere Feststoffkonzentration im KW Zulauf erkennbar. Z.B. steigt bei einem 1,5-fachen Anstieg des Mischwasserzuflusses (Spitze beim Regen) die CSB-Fracht in die KA um ca. das 1,1-fache.

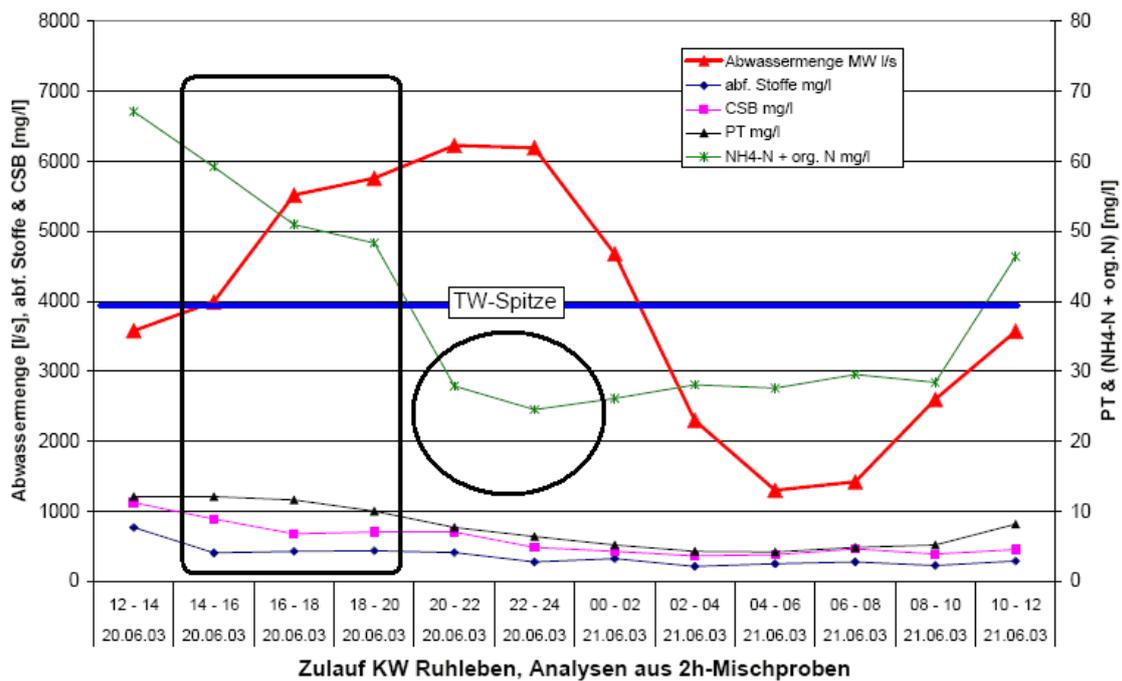


Bild 11 : KW Ruhleben, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

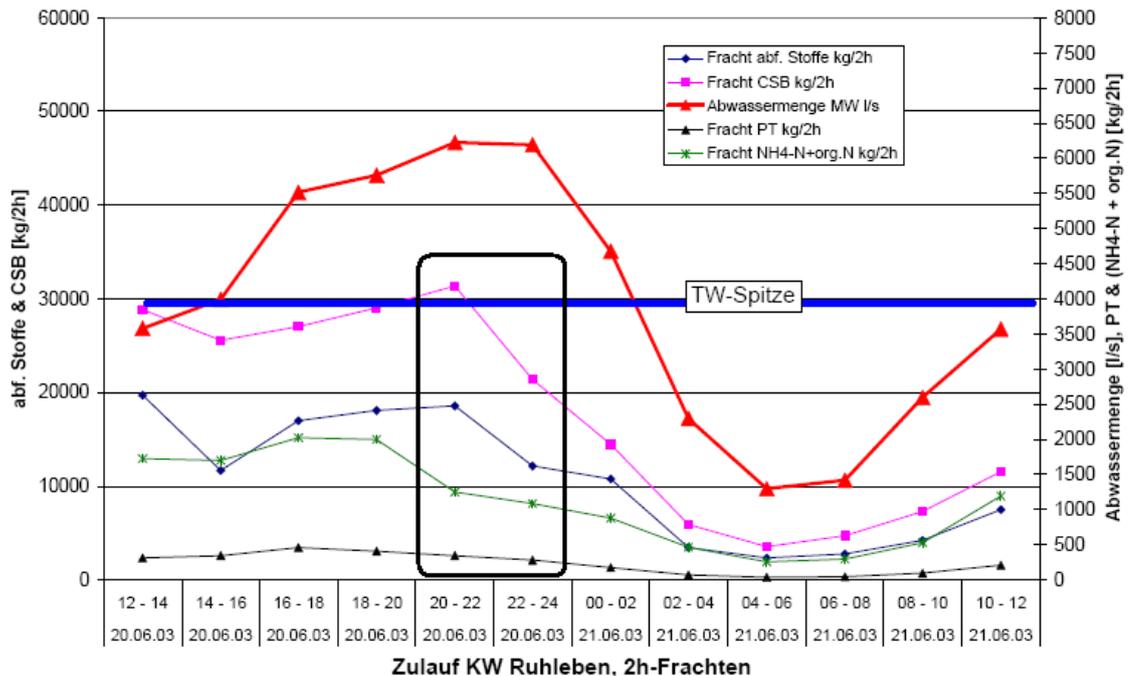


Bild 12 : KW Ruhleben, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Frachten (KELLER, 2004)

Aufgrund der kürzeren Wege und geringere Schwankungen der Konzentrationsverläufe ist im KW Ruhleben ein größeres Potential für den Einsatz von MSR-Technik zur Regelung und Steuerung auch für die Mischwassersituation vorhanden als in den anderen Klärwerken.

Bild 13 zeigt den Mischwasserzufluss im **Klärwerk Schönerlinde**. Die Fracht hängt direkt von der Hydraulik ab, es sind innerhalb der ersten 8 Stunden keine Verdünnungseffekte zu beobachten. Im Bild 14 ist zu erkennen, dass die Ablaufkonzentrationen der Vorklärung sehr stabil sind. Anzumerken ist, dass es trotz der enormen Belastung eines Regenwetterfaktors >2 nicht zur Überlastung der Vorklärung kam (KELLER, 2004).

Nach KELLER (2004) hat das **KW Schönerlinde** die schwierigste Situation im Mischwasserfall. Der maximale Regenwetterfaktor (Spitzenfaktor) ist der höchste von allen Berliner Kläranlagen. Beim Regenereignis fließt ca. $2 \cdot Q_{TW}$ (Q_{TW} : Spitzenzufluss beim Trockenwetter) Abwasser in die Kläranlage Schönerlinde, wobei $Q_{TW} = 1500$ l/s und der mittlere Trockenwetterzufluss $90.000 \text{ m}^3/\text{d}$ ($=1.025$ l/s) sind.

Im Klärwerkzulauf ist deutlich eine Zunahme der Feststoffkonzentration erkennbar und eine Verdünnung tritt erst nach mehr als 8 Stunden ein, ist also für das Regenereignis bedeutungslos.

Kritische Belastungen im KW Schönerlinde sind nach PETERS (2007) der mittlere Wert bzw. die Spitze der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht und der CSB-Fracht. Auch die mittlere P-Fracht ist eine kritische Belastungsgröße.

Bild 15 zeigt, dass bei einem 2,5-fachen Anstieg des Abwasserzuflusses (Spitzenwert beim Regen/Wert vor Beginn des Ereignisses) die CSB-Fracht und die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht um ca. das 1,8-fache, die AFS-Fracht um das 2,6-fache und die Phosphatfracht um das 2-fache ansteigen.

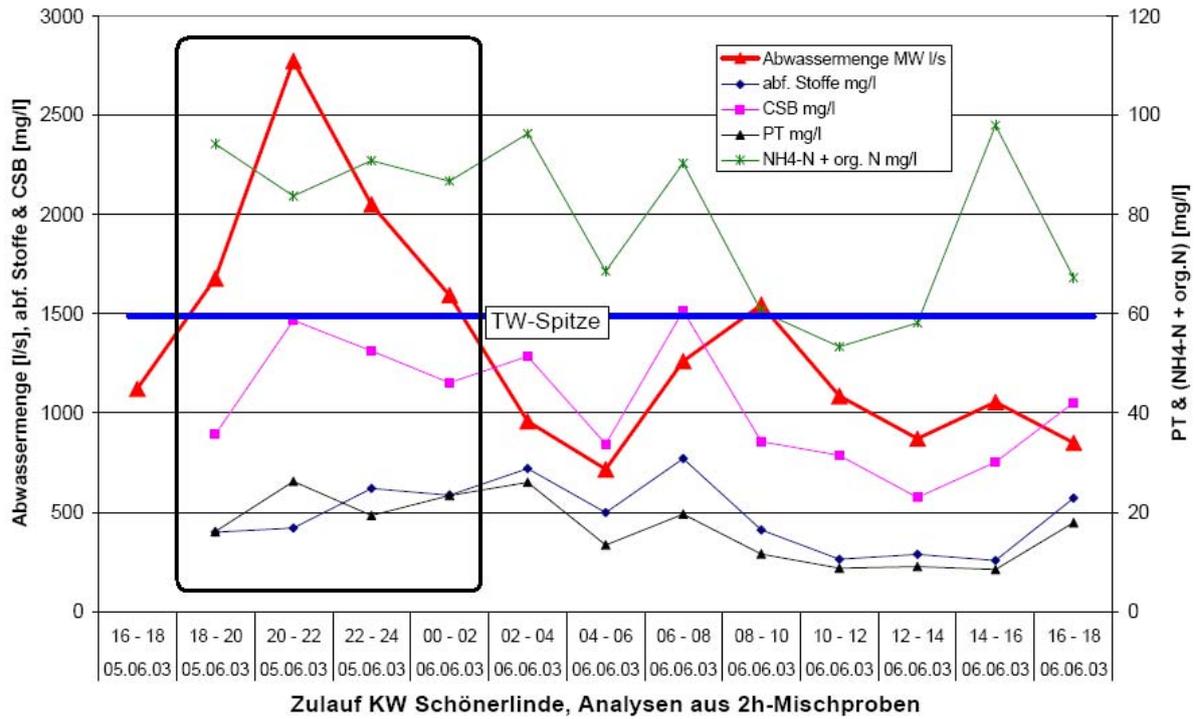


Bild 13 : KW Schönerlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Zulauf des Klärwerkes als 2 h-Mischproben (Keller, 2004)

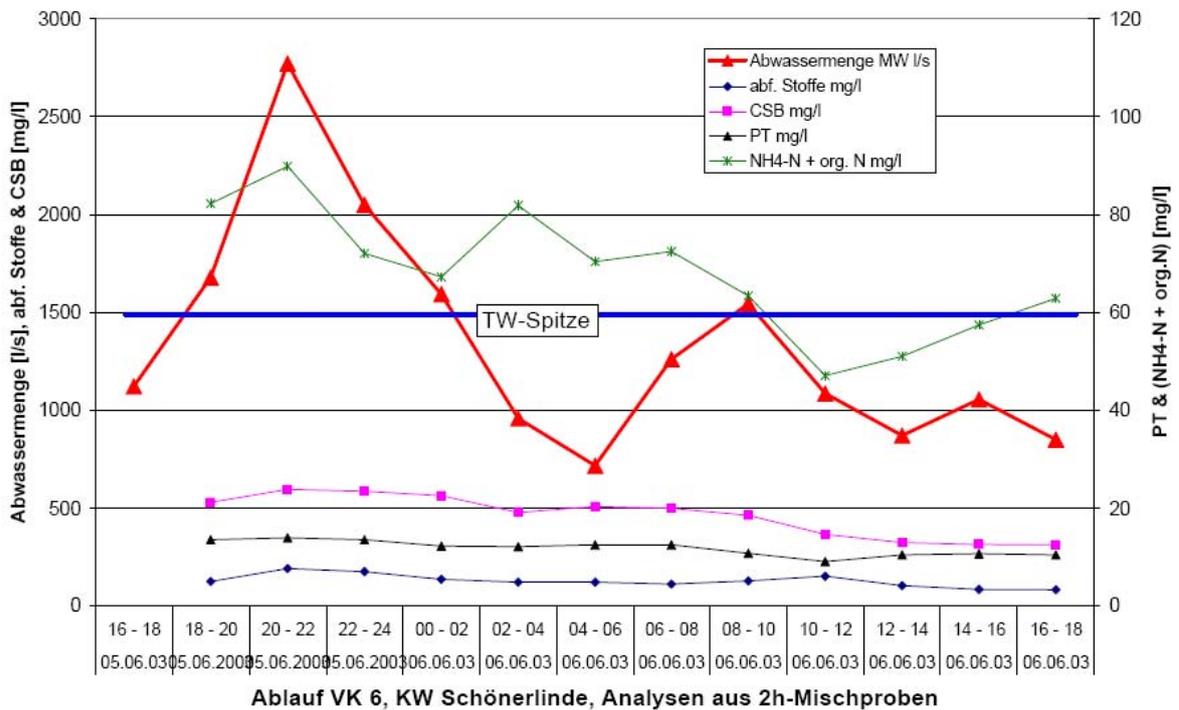


Bild 14 : KW Schönerlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Mischproben (KELLER, 2004)

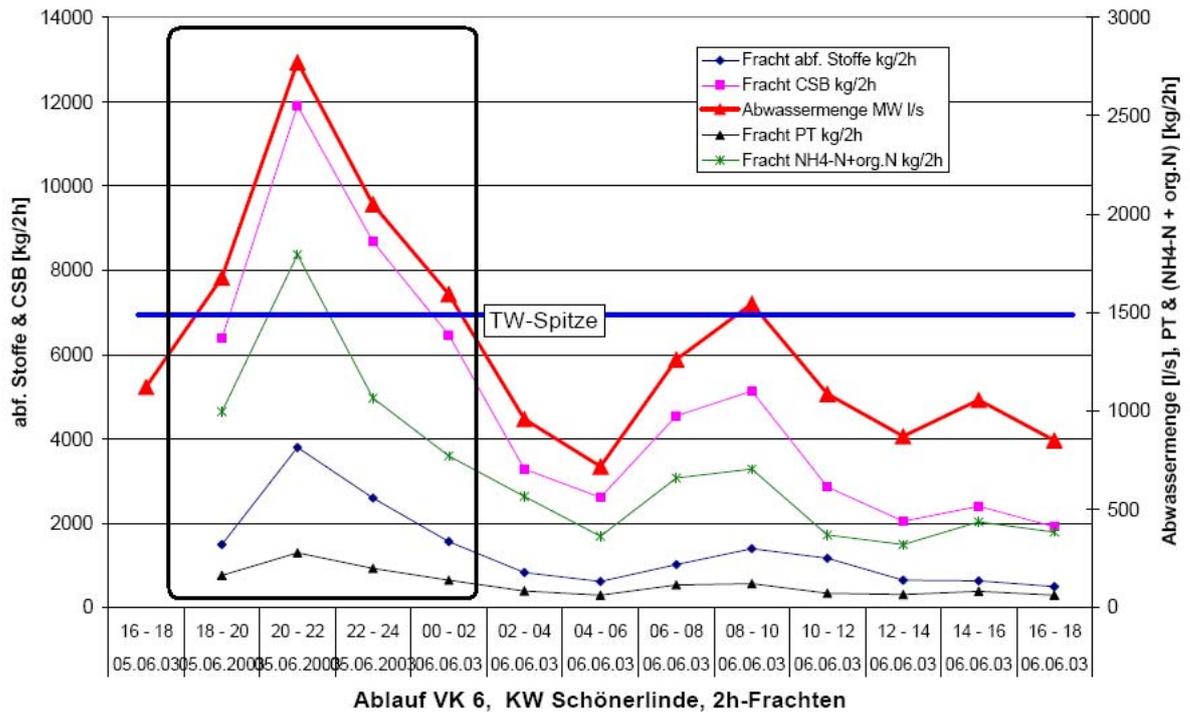


Bild 15 : KW Schönierlinde, Abwassermenge als 2 h-Mittelwert und Frachten im Ablauf der Vorklärung als 2 h-Frachten (KELLER, 2004)

Im Bild 16 und Bild 17 sind die Ablaufkonzentrationen (BSB₅ und NH₄-N) des KW Schönierlinde gezeigt. Hierbei handelt es sich um Auswertungen von Regenereignissen zwischen April 2005 und Juli 2007, die BARJENBRUCH und RÜHMLAND (2007) im Rahmen der Untersuchungen der Anlagen in Hobrechtsfelde durchgeführt haben. Es gelangt beim Starkregen sogar der 2,5-fache Zufluss in die Kläranlage.

Im

Bild 16 kann man erkennen, dass der BSB₅-Ablaufwert relativ gut ist, wenn die Zuflussmenge unter 210.000 m³/d (2,3-fach zum mittleren Trockenwetterzufluss) liegt. Die Zuflussmengenklasse 180.000 - 210.000 m³/d hatte im Betrachtungszeitraum sogar einen besseren Ablaufwert als die Klasse 120.000 - 180.000 m³/d.

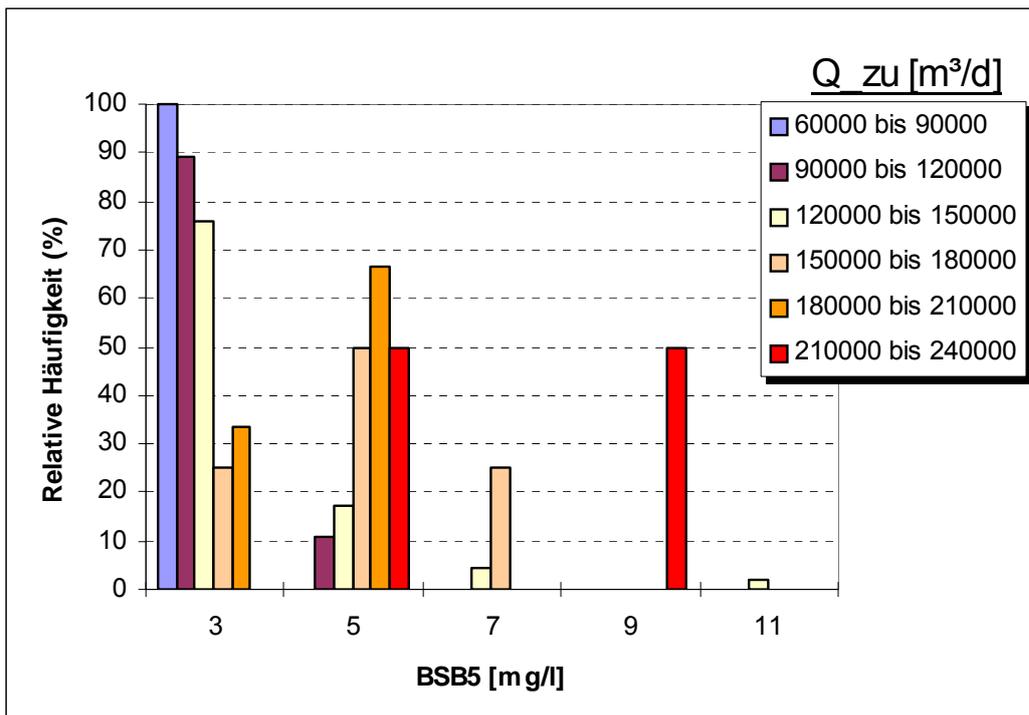
Um einen möglichst niedrigen NH₄-N-Ablaufwert zu erzielen, sollte aber der Zufluss möglichst unter 180.000 m³/d (= 2-facher Q_{TW}) (

Bild 17) liegen. Maximal traten im Beobachtungszeitraum bei Zuflüssen bis 210.000 m³/d entsprechend dem ca. 2,3-fachen Trockenwetterzufluss 2,0 mg NH₄-N/l im Ablauf auf. Insgesamt kann festgestellt werden, dass nur wenige Untersuchungen zum Mischwassereinfluss auf die Berliner Klärwerke zur Verfügung standen. Insbesondere fehlen Studien über das Ablaufverhalten bei Mischwasserverhältnissen.

Darstellungen

wie

in



Bild

16

und

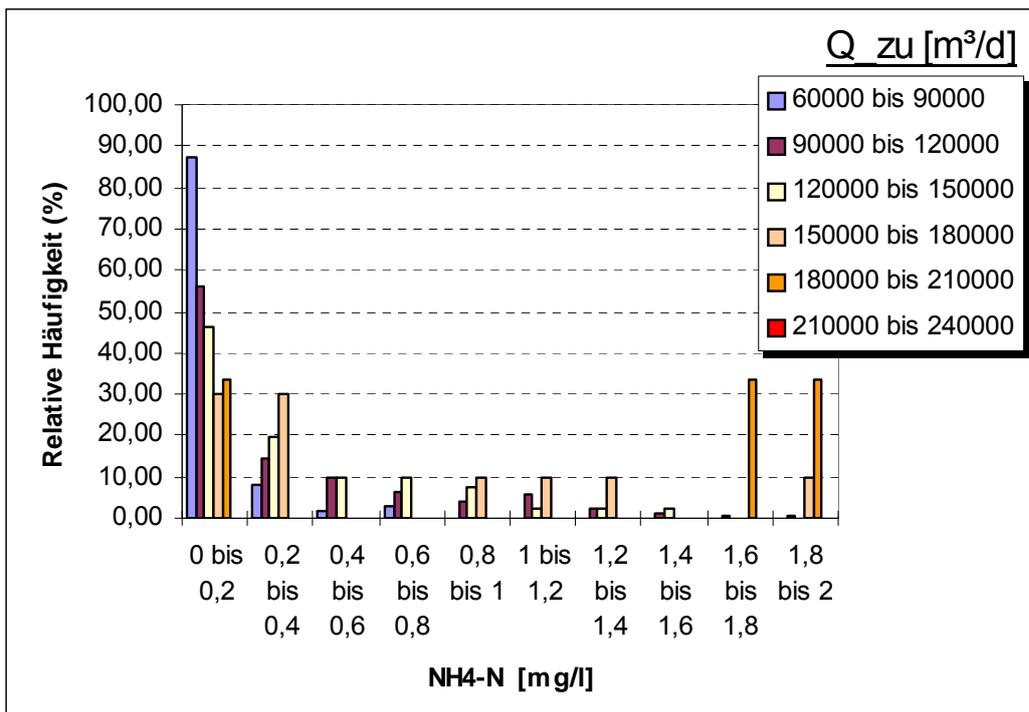


Bild 17 wären auch für die Beurteilung der anderen Kläranlagen wünschenswert, leider liegen hierzu keine Daten vor.

Gemäß Abwasserverordnung Anhang 1 (Tabelle 3) sind die vorhandenen mittleren Ablaufwerte im KW Schönerlinde viel niedriger als die gesetzlich geforderten Überwachungswerte (KW Schönerlinde: Größe >100.000 E).

Tabelle 3 : Gesetzliche Mindestanforderungen an die Reinigungsleistung von KA (Abwasser-
verordnung 2002)

Proben nach Größenklassen der Abwasserbehandlungsanlagen	Chemischer Sauerstoffbedarf	Biochemischer Sauerstoffbedarf in 5 Tagen	Ammonium- stickstoff	Gesamtstickstoff als Summe von Ammonium-, Nitrit- und Nitratstickstoff [$\Sigma(\text{NH}_4\text{-N}, \text{NO}_2\text{-N}, \text{NO}_3\text{-N})$ = N_{ges}]	Gesamt- phosphor
	(CSB) [mg/l]	(BSB ₅) [mg/l]	(NH ₄ -N) [mg/l]	[mg/l]	(P _{ges}) [mg/l]
	Qualifizierte Stichprobe oder 2-h-Mischprobe				
Größenklasse 1 (bis 1.000 EW) < 60 [kg BSB _{5,rot} /d]	150	40	-	-	-
Größenklasse 2 (bis 5.000 EW) 60 - 300 [kg BSB _{5,rot} /d]	110	25	-	-	-
Größenklasse 3 (bis 10.000 EW) > 300 - 600 [kg BSB _{5,rot} /d]	90	20	10	-	-
Größenklasse 4 (bis 100.000 EW) > 600 - 6.000 [kg BSB _{5,rot} /d]	90	20	10	18	2
Größenklasse 5 (> 100.000 EW) > 6.000 [kg BSB _{5,rot} /d]	75	15	10	13	1

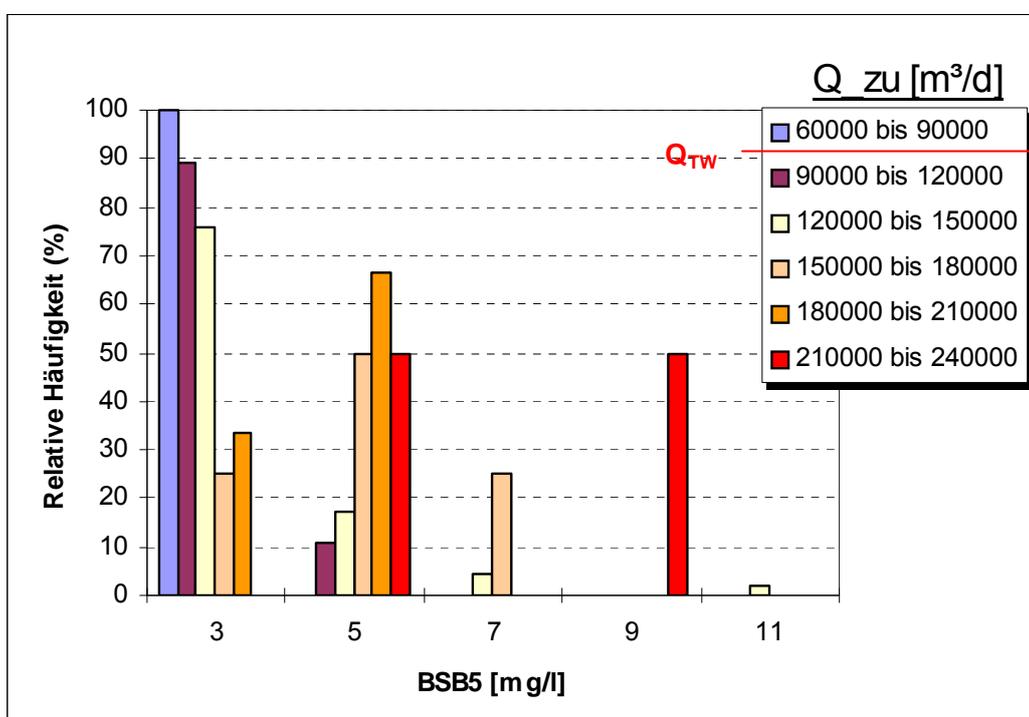


Bild 16 : Ablaufkonzentrationen (BSB₅) der KA Schönerlinde bei großen Regenereignissen
(BARJENBRUCH, RÜHMLAND (2007))

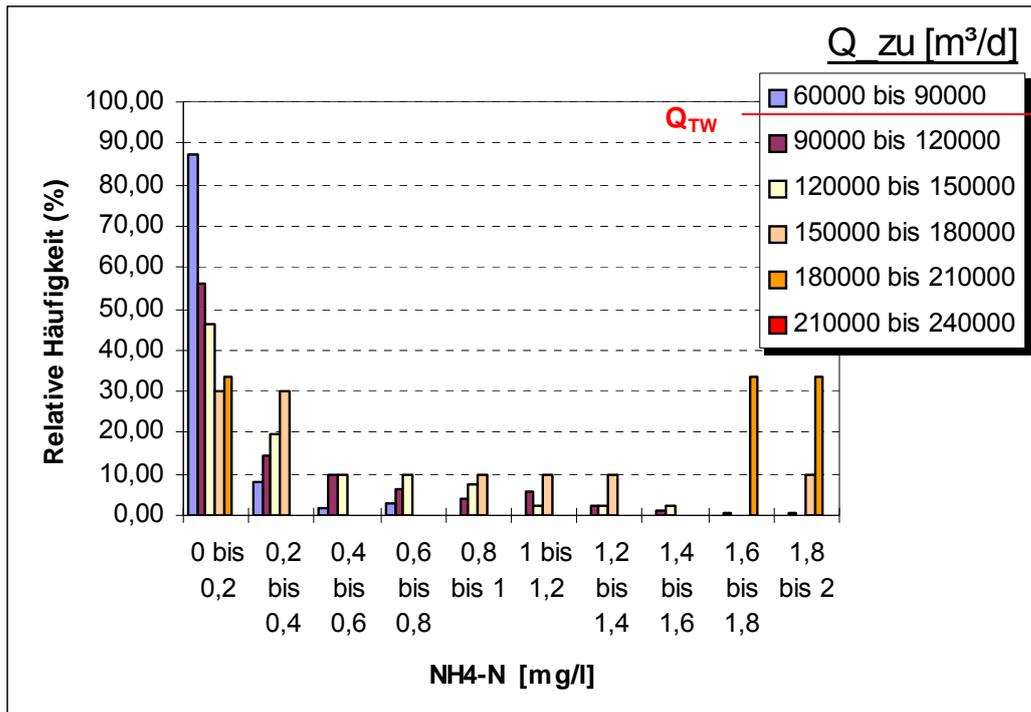


Bild 17 : Ablaufkonzentrationen (NH₄-N) der KA Schönerlinde bei großen Regenereignissen (BARJENBRUCH, RÜHMLAND (2007))

In Tabelle 4 sind die Auswertungen für die einzelnen Klärwerke in Form von Frachtmengenanstiegsfaktoren zusammengefasst.

Tabelle 4 : Frachtmengenanstiegsfaktoren beim Regenwetter in Berliner Klärwerke für 2003, basierend auf Daten von Keller (2004)

Berliner Klärwerke	Regen-dauer [h]	Verdünnungs-dauer [h]	f _{Qzu} (RW-Spitze/TW)	f _{NH₄-N} (RW-Spitze/TW)	f _{CSB} (RW-Spitze/TW)
KW Münchehofe	6	6	2,1	2,0	2,7
KW Stahnsdorf	8	5 (allg. 6 h)	3,2	2,9	4,4
KW Waßmannsdorf	8	8	1,3	1,4	1,7
KW Ruhleben	10	6 (allg. 8 h)	1,7	< 1	1,1
KW Schönerlinde	8	> 8	1,6	1,5	2,9

Anmerkungen: f_x : Frachtspitze von Parameter X beim Regenwetter / Frachtmenge von Parameter X beim Trockenwetter

Die Werte sind aus der Beprobung an einem ausgewählten Regentag entnommen.

5.2 Vergleich mit Daten aus der Literatur

Als Beispiel werden hier typische Daten aus Hildesheim (SEGELKE, 2002) verwendet.

Bild 18 zeigt Ablaufkonzentrationen und –frachten nach der Vorklärung und der Nachklärung. Die NH₄-N-Frachtspitze zu Ereignisbeginn führt infolge einer Überschreitung

(11 mg/l, 3,5-fache des Trockenwetterwerts) der Umsatzleistung der Nitrifikantenpopulation zu erhöhten Ablaufwerten. Der innerhalb eines kurzen Zeitraums gemessene maximale Ammoniumablaufwert bleibt mit 9 mg/l trotzdem unterhalb des Grenzwertes von 10 mg/l (nach Abwasserordnung).

Die Verdünnung tritt nach 1,5 Stunden ein und damit werden die Zuflusskonzentration bzw. Frachtmenge gesenkt. Bisherige Untersuchungen (siehe Kap. 5.2) aus der Literatur zeigen, dass die Verdünnung unter zwei Stunden eintritt.

Ein Vergleich mit dem KW Schönerlinde (Bild 14 und Bild 15) zeigt deutliche Unterschiede zu diesen Ergebnissen. Im KW Schönerlinde mit der schwierigsten Situation von allen Berliner Klärwerken sind die Konzentrationen beim Regen aufgrund des Druckleitungssystems in Berlin ca. 8 h auf TW-Niveau (Bild 14). Beim Anstieg des Mischwasserzuflusses um das 2,3-fache werden jedoch noch $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte kleiner 2,0 mg/l (

Bild 17) erzielt. Die Mischwasserbelastung beim KW Schönerlinde sinkt erst nach 8 bis 10 Stunden mit Absenkung der Zuflussmenge, so dass eine längere Störung in den der Belebungsstufe der Kläranlage auftritt, als bei Beschickung mit einer Freispiegelleitung.

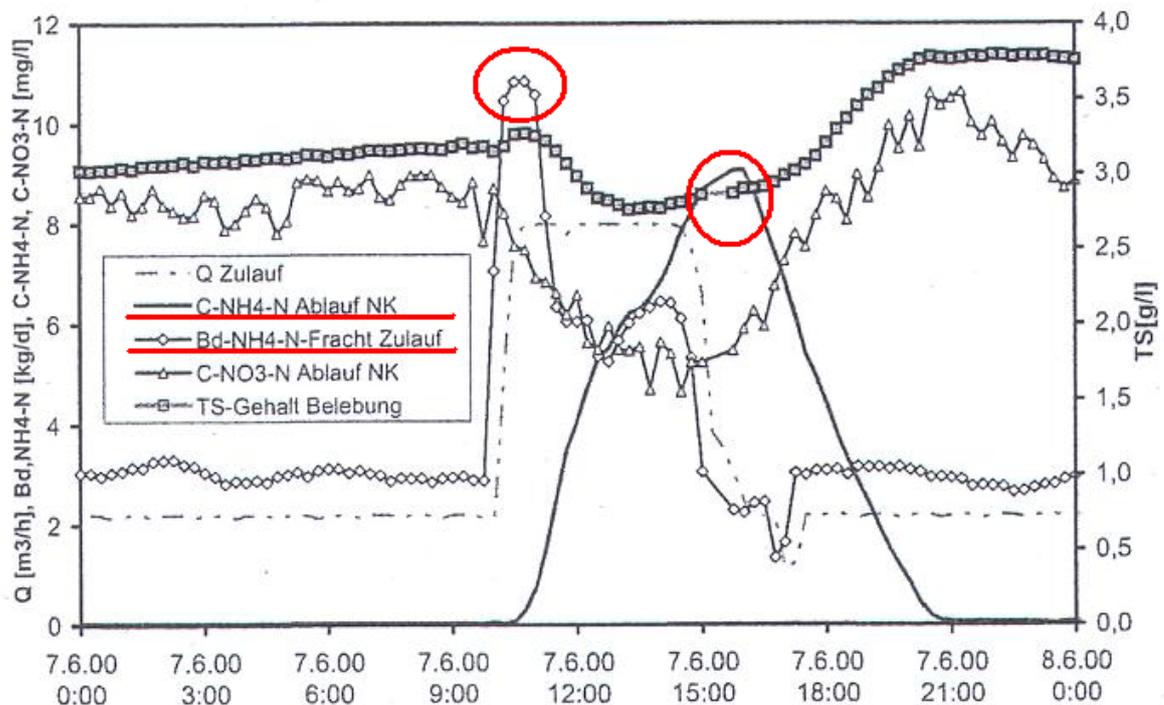


Bild 18 : Ablaufkonzentration der VK und NK bei $4 \cdot Q_t$ (Seggelke, 2002)

Die Ansätze nach ATV-DVWK-A 198 oder A 131 sind auf Berlin sicherlich nicht übertragbar. Der wichtigste Grund dafür ist die lange Zeit bis zur Verdünnung durch das geringer konzentrierte Regenwasser. Bei den anderen Kläranlagen aus der Literatur trifft die Verdünnung schon nach max. 2 Stunden ein, aber in Berlin erst nach 5 bis 10 Stunden. Dadurch werden in Berlin längere Störungen im Belebungsbecken und der Nachklärung erwartet.

Lediglich im KW Stahnsdorf wäre ein höherer Zufluss zur Kläranlage bei Mischwasser möglich. Da in diesem Klärwerk genug Speichermöglichkeiten durch zwei alte Vorklärbecken vorhanden sind, bleiben die Frachtmengen nach der VK relativ konstant (Bild 6.4) und daraus resultiert eine geringere Störung in den Belebungsbecken. Eine ähnliche

Untersuchung wurde von SCHWENTNER & KRAUTH (1992) mittels einer Zwischenspeicherung nach der Vorklärung durchgeführt.

In Ruhleben könnte man gegebenenfalls einen Spitzenfaktor beim Regenwetter größer > 2 zulassen, da das Klärwerk dichter an der Stadt liegt, die Schwankungen geringer ausfallen und evtl. durch den Einsatz einer Regelung die Betriebsführung optimiert werden könnte.

5.3 Optimierungsmöglichkeiten der weitergehenden Nitrifikation / Denitrifikation und der Nachklärung

Hier werden **allgemeine Möglichkeiten** beschrieben, die Leistungsfähigkeit von Kläranlagen bezüglich Nitrifikation und/oder Denitrifikation so zu erhöhen, dass über die Mindestanforderungen hinausgehende niedrigere Ablaufwerte oder erhöhte Leistungen bei anderen Randbedingungen, z.B. niedrigen Temperaturen, erreicht werden können. Vorgeschlagen werden zunächst Maßnahmen innerhalb bestehender Anlagen, dann aber auch zusätzliche nachgeschaltete Stufen sowie die getrennte Behandlung hochbelasteter Teilströme, z.B. von Schlammwässern. Darüber hinaus werden Hinweise zur wirtschaftlichen Optimierung der Verfahren und der Verfahrenskombinationen sowie zum Betrieb bzw. der Ausbildung des Betriebspersonals gegeben. Im Einzelnen werden folgende Möglichkeiten ausführlich dargestellt:

1. Belastungsvergleichsmäßigung durch Zulaufbewirtschaftung

- Verringerung des Fremdwasseranfalls
- Bewirtschaftung von Regenbecken
- Bau von Speichern im Trennsystem
- Urinseparation (technische Machbarkeit befindet sich noch im Forschungsstadium)
- Abkopplung versiegelter Flächen vom Kanal und Versickerung des Regenwassers

Misch- und Ausgleichsbecken und/oder Vorbehandlung bei Indirekteinleitern

Direktanschluss von Indirekteinleitern über separate Leitungen an die Kläranlage mit geregelter Zugabe in den Abwasserstrom oder in die anaerobe Schlammstabilisierung

Nutzung von freigewordenen Vorklärbecken zum Mengenausgleich, zur Kappung von Belastungsspitzen bei Trockenwetterzufluss und/oder zur Pufferung von Prozesswässern

- Globale Echtzeitsteuerung der Abwasserpumpwerke

2. Maßnahmen innerhalb bestehender Anlagen

- Verkürzung der Vorklärzeit
- Einsatz angepasster Mess-, Steuer- und Regelungstechnik
- Erhöhung der Biomasse
- Kohlenstoffdosierung
- Abtrennung hochbelasteter Teilströme
- Nutzung vorhandener Abwasserfilter

3. Zusätzliche Verfahrensschritte

- Nachgeschaltete Systeme mit Biofilmverfahren
- Separate Prozesswasserbehandlung.

Für diese beschriebenen Möglichkeiten werden jeweils Maßnahmen zur wirtschaftlichen Optimierung aufgezählt, wobei nicht nur die Maßnahmen im Einzelnen, sondern die verfahrenstechnische Gesamtkonzeption der Kläranlage und das hydraulische System Kanalnetz – Klärwerk betrachtet werden muss.

Für die Denitrifikation wird insbesondere auf die Möglichkeit des Einsatzes externer C-Quellen aus dem Einzugsgebiet hingewiesen, wodurch die Gesamtfracht der Kohlenstoffbelastung in der Regel nicht erhöht wird. Die Denitrifikation stellt sich allerdings bei Mischwasser nicht als der kritische Prozess dar.

Die oben genannten Möglichkeiten sind **in Berlin** nur sehr begrenzt einsetzbar, da die Stadt ein Druckleitungssystem (langandauernde konstante Konzentration und Zunahme der Frachtmenge beim Regenwetter) besitzt. Umsetzbar wären Möglichkeiten, mit denen die Leistungsfähigkeit des BB und der NK verbessert und die Zuflussmenge reduziert werden können. Die Verkürzung der Vorklärzeit und die Kohlenstoffdosierung führen z.B. nicht zu einer wesentlichen Verbesserung der Denitrifikation. Vielversprechende Möglichkeiten in Berlin stellen die O₂-Regelung bei der Nitrifikation gekoppelt mit optimierter MSR-Technik dar.

Eine andere Variante ist die hydraulische und stoffliche Verminderung des Eintrags in die Gewässer durch „Bau von Speichern im Trennsystem“, „Urinseparation“, „Abkopplung versiegelter Flächen vom Kanal und Versickerung des Regenwassers“ und „globale Echtzeitsteuerung der Abwasserpumpwerke“. Nachfolgende Tabelle zeigt die Möglichkeiten und Ziele des Verfahrens.

Nach der Simulation von PETERS (2007) hat die Variante „Bau von Speichern im Trennsystem“ zum Abfangen von Regenwasser, was in den Schmutzwasserkanal gelangt, kaum Einfluss auf die Kläranlagen. Die Abkopplung versiegelter Flächen durch die Vermeidung des Regeneintrags in den Schmutzkanal entlastet im Trennsystem stark die Kläranlage und reduziert im Mischsystem die Entlastungen. Urinseparation hat einen positiven Einfluss auf die Reduktion der stofflichen Gewässerbelastungen aus Mischwasserüberläufen und die Ablaufwerte der Kläranlage. Am stärksten ist der Einfluss der Urinseparation auf die Stickstoffkonzentration, gefolgt von Phosphor und CSB. Der Ammoniumablaufwert reduziert sich bis auf 11 % und schon 2/3 des Volumens der vorhandenen Belebungsbecken erreichen einen gleichwertigen Ammonium- und CSB-Ablaufwert. Die Simulation von Echtzeitsteuerungen der Abwasserpumpwerke hat ergeben, dass der optimale Mischwasserzufluss zur Kläranlage bei der max. 3-fachen Menge der Trockenwetterspitze liegt.

Die Simulationen von PETERS (2007) wurde für das KW Schönerlinde durchgeführt, womit die Ergebnisse nur für dieses Klärwerk gültig sind.

Tabelle 5 : Betrachtete Maßnahmen und Ziele (PETERS, 2007)

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

Eine neue Möglichkeit ist die Abtrennung des Anfangsspülstoßes mit dem sog. „Bypass-Verfahren“. In diesem Verfahren wird Mischwasser unter Umgehung der Belebungsbecken direkt in die Nachklärung geleitet. Dadurch steigt die hydraulische Beschickung der Nachklärung, wobei aber keine gleichzeitige Erhöhung der Schlammvolumenbeschickung auftritt.

Wenn durchflussbedingt die Schlammvolumenbeschickung der Nachklärung kritisch wird, wird das zusätzliche Mischwasser direkt in den Ablauf der Belebungsbecken geleitet. Der Bypassstrom wird somit nicht in konventioneller Weise biologisch gereinigt. Da der Bypassstrom geringfügig schlechter gereinigt wird als das direkt ins Belebungsbecken eingeleitete Mischwasser, kann es bei hohen Bypass-Wassermengen insbesondere beim Parameter Ammonium zu einer Erhöhung der Ablaufkonzentrationen kommen. Dennoch kann es sinnvoll sein, selbst eine gewisse Verschlechterung der Ablaufwerte der Kläranlage in Kauf zu nehmen, wenn dadurch die Gesamtemissionen ins Gewässer reduziert werden.

Für Bypass sind zwei verschiedene Verfahrensführungen möglich:

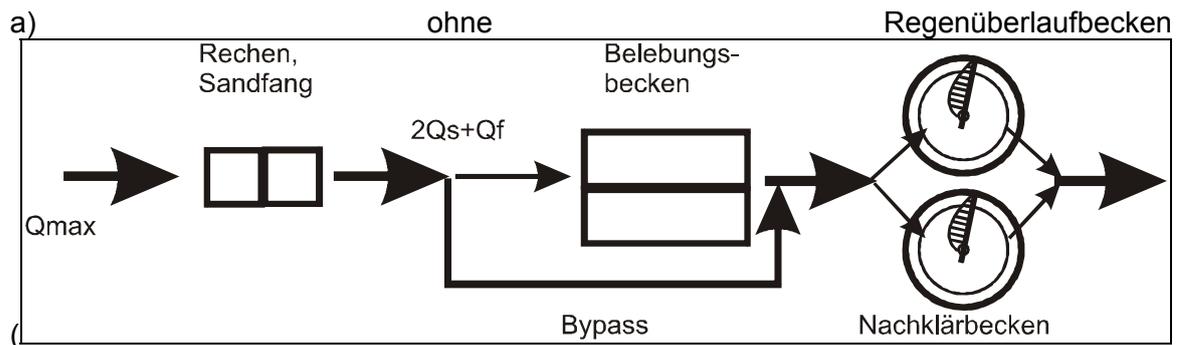


Bild 19)

Wenn kein Regenbecken zur Verfügung steht, muss das Mischwasser in Rechen und Sandfang mechanisch grob gereinigt werden. Nach der mechanischen Reinigung wird ein Teil des Abwassers in einem Bypass direkt in den Ablauf der Belebungsbecken eingeleitet. Die Kapazität von Rechen und Sandfang sind entscheidend für die maximal mögliche Bypasswassermenge.

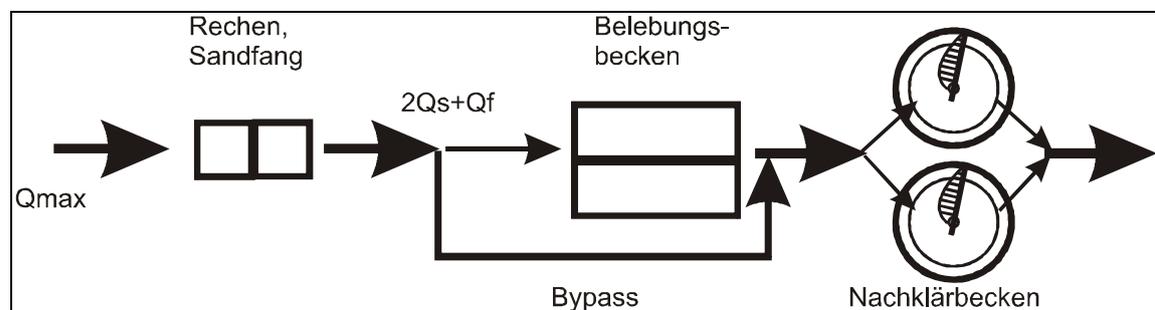


Bild 19 : Bypass-Verfahren ohne Regenüberlaufbecken

b) mit Regenüberlaufbecken (Bild 20)

Steht ein Regenbecken zur Verfügung, so bietet sich eine andere Verfahrensführung an. Das Mischwasser wird ab einer kritischen Wassermenge nicht mehr vollständig in die biologische Stufe eingeleitet, sondern zum Teil ungereinigt in das Regenbecken abgeworfen.

Bei „größeren“ Ereignissen wird das Regenbecken vollgefüllt, das Becken läuft über. Der Überlauf des Regenbeckens ist mechanisch gereinigt, wird aber nicht direkt in das Gewässer entlastet, sondern in den Ablauf des Belebungsbeckens eingeleitet und im Nachklärbecken weitergehend gereinigt (NIKOLAVCIC et al. 2007).

Da aus dem Betrieb von Nachklärbecken bekannt ist, dass schnelle Anstiege der Wassermenge zu kritischen Belastungssituationen und Schlammabtrieb führen können, kann das Regenbecken auch genutzt werden, um Stoßbelastungen zur Nachklärung auszugleichen und den Anstieg der der Nachklärung zufließenden Wassermenge zu dämpfen.

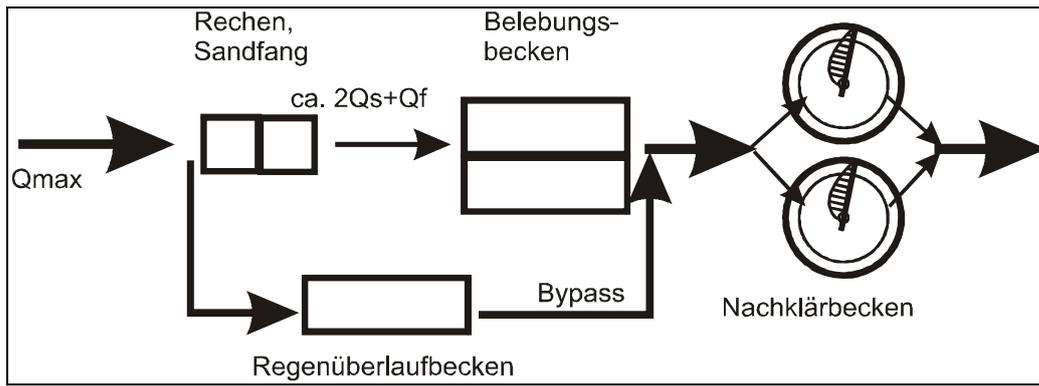


Bild 20 : Verfahrensführung bei Einbindung eines Regenüberlaufbeckens

Chapter 6

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurden Untersuchungen zu Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf Kläranlagen und eine Bestimmung der kritischen Prozesse bzw. Parameter durchgeführt. Die Zielsetzung bestand darin, die Möglichkeit der optimalen Mischwasserbeschickung zur Kläranlage und die Einsetzbarkeit auf Berliner Kläranlagen zu untersuchen.

Früher wurde die Mischwasserzuflussmenge auf $2Q_s+Q_f$ nach ATV-A 131 (1991) beschränkt. Die Reinigungskapazitäten der vorhandenen Kläranlagen, die nach ATV-A 131 (1991) bemessen wurden, können aber nach ATV-DVWK-A 198 zum Teil mehr Zufluss aufnehmen. Die in mehreren Studien vorgeschlagenen Spitzenfaktoren sind im Kap. 4 geschildert.

Im Kap. 2 werden die allgemeinen Grundlagen des Mischwasserzuflusses in Kläranlagen beschrieben. Schwerpunkt in diesem Kapitel ist das Verhalten der partikulären und der gelösten Stoffe im Kanalnetz während eines Mischwasserereignisses.

Im Kap. 3.1 werden die Auswirkungen des Mischwasserzuflusses auf die mechanische Stufe zusammengestellt. Bei Erhöhung des Mischwasserzuflusses steigt der Anfall an Rechen- und Sandgut, was sich jedoch bei ausreichenden Kapazitäten als unproblematisch darstellt. In der Vorklärung steigt der Primärschlamm infolge der erhöhten Zuflussfrachtmengen. Die gelösten Stoffe wirken sich z.T. negativ aus, weil der stärker konzentrierte Inhalt der Vorklärung in die biologische Stufe abgegeben wird. Für die sichere Abscheidung des Primärschlammes wird eine Durchflusszeit länger als 30 min. empfohlen.

Als besonders kritische Prozesse wurden in verschiedenen Literaturstellen die Nitrifikation, die biologische P-Elimination und die Abtrennung des belebten Schlammes in der Nachklärung identifiziert (Kap.3.2). Die Ablaufkonzentrationen der kritischen Parameter steigen i.d.R. nur zu Beginn des Regenereignisses und bleiben dann auf Grund der max. Dauer von 2 Stunden bis zur Verdünnung wieder konstant. Die kritische Bio-P-Elimination kann durch chemische P-Behandlung ergänzt werden und somit kann ein Versagen bei Mischwasserereignissen vermieden werden. In der belüfteten Zone kann man für eine bessere P-Aufnahmeleistung den Sauerstoffgehalt regulieren.

Im Kap. 4 wird der Unterschied zwischen dem alten Regelwerk ATV-A 131 und dem neuen Regelwerk ATV-DVWK-A 198 zusammengefasst und die Spitzenfaktoren aus der Literatur werden zusammengestellt. Die Spitzenfaktoren nach A 198 zeigen, dass ein höherer Zufluss auf die nach A 131 bemessene Kläranlage möglich ist. Nach A 198 ist in Großstädten der 3- bis 6-fache mittlere Trockenwetter-Zufluss möglich. Die Ergebnisse aus der Literatur liefern einen Faktor von 3 bis max. 4. Dadurch kann man erkennen, dass in der Praxis der Spitzenfaktor eher in den unteren Bereichen der ATV-DVWK-A 198 liegt.

In Berlin wären die Ansätze nach ATV-DVWK-A 198 nicht verwendbar (Kap. 5). Die Verdünnung tritt aufgrund der Beschickung der Klärwerke über lange Abwasserdruckleitungen erst nach 5 bis 10 Stunden ein, damit ist eine längere Störung in Belebungsbecken und Nachklärung zu erwarten als in Kläranlagen aus der Literatur. Allerdings muss angemerkt werden, dass nur wenige Erkenntnisse – vorwiegend Zulaufdaten - über das Verhalten der Berliner Klärwerke bei Mischwasser vorlagen. In einigen Kläranlagen wie

KW Stahnsdorf und KW Ruhleben könnte die angepasste Erhöhung des Mischwasserzuflusses phasenweise möglich sein.

Im Kap. 5.3 werden weitere Optimierungsmöglichkeiten für den Umgang mit Mischwasser zusammengestellt. Das Bypass-Verfahren und eine angepasste Sauerstoffreglung könnten interessante Möglichkeiten darstellen, wobei die Bypass-Regelung für so lange Mischwassersituationen noch nicht erprobt wurde.

Die wichtigsten Optionen zur Reduktion von Mischwasserüberläufen in Berlin bleiben die Flächenabkopplung im Mischsystem bzw. der Bau modifizierter Systeme (Fernhalten des Regenwassers vom MW-Kanal), die Vermeidung von Fremdwasser im Schmutzwasserkanal der Trenngebiete sowie der Bau und die Bewirtschaftung von Speicherraum in den Mischwassernetzen.

Zukünftig wäre es wünschenswert, die Berliner Kläranlagen unter Verwendung entsprechender Messreihen gemäß ihrer aktuellen Leitungsfähigkeiten vorausschauend besichtigen zu können, um eine Optimierung zwischen Mischwasserbehandlung und der Belastbarkeit der Kläranlage zu erreichen. Hierzu wäre die Entwicklung eines „Systems“ zur Bestimmung der aktuellen Kapazität (Nitrifikation, Nachklärung) der Kläranlagen notwendig.

April 2008

Prof. Dr.-Ing. M. Barjenbruch

Bibliography

- Alley, W. M. (1981): Estimation of impervious area washoff parameters. *Water Resources Research*, 17(4), 1161-1166.
- Ashley, R.M., Crabtree, R.W. (1992): Sediment origins, deposition and build-up in combined sewer systems, *Water Science and Technology*, 25 (8).
- Armbruster, M., Krebs, P., Rodi, W. (2001): Numerical modellierung of dynamic sludge blanket behaviour in secondary clarifiers. *Water Science and Technology*, 43(11), 173–180.
- ATV-A 128 (1992): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischsystemen.
- ATV-A 131 (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen.
- ATV-A 131 (2000): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen.
- ATV-A 198 (2003): Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen.
- ATV (1997): Auswirkungen der Mischwasserbehandlung auf den Betrieb von Kläranlagen, Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.12.1. KA Korrespondenz Abwasser, 44 (8), 1419-1427
- Carrette, R., Bixio, D., Thoeye, C., Ockier, P. (2000): Storm operation strategy: high-flow activated sludge process operation. *Water Science and Technology*, 41 (9), 193-201.
- Barjenbruch, M., Rühmland, S. (2007): Zwischenpräsentation Projekt Nachreinigung von biologisch behandeltem Abwasser (Hobrechtsfelde), Berlin.
- Bode, H., Willems, G. (1995): Die Dimensionierung des maximalen Mischwasserzuflusses zur Kläranlage vor dem Hintergrund der Kosten für die Niederschlagswasserbehandlung. Schriftenreihe 31, FG Siedlungswasserwirtschaft, Ruhr-Universität Bochum.
- Born, W., Grünebaum T., Schmitt, F., Thöle, D., Wilke, A. (1999): Betriebsbeobachtungen an Nachklärbecken von Belebungsanlagen. *GWF*, 15.
- Brombach, H., Michelbach, S. (1992): Sedimentations- und Remobilisierungsvorgänge im Abwasserkanal. Bd. 3. Universität Karlsruhe.
- Bruns, J. (1999): Dynamische Koppelung von Regenwasserbehandlung und Abwasserreinigung bei Mischwasserzufluss. *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft*, Bd. 151.
- Deininger, A., Rehbein, V., Wilderer, P.A. (1994): Untersuchungen zum Einfluss von Mischwasserzufluss auf die Leistungsfähigkeit von Nachklärbecken. *KA Korrespondenz Abwasser*, 41 (2), 240-247.
- Fenz, R., Nowak O. (1998): Wechselwirkungen zwischen Kanal, Kläranlage und Gewässer bei Regenwetter. ÖWAV-Seminar, Wien, 1998
- Gujer, W., Krejci, V., Schwarzenbach, R., Zobrist, J. (1982): Von der Kanalisation ins Grundwasser – Charakterisierung eines Regenereignisses im Glattal. *Gas-Wasser-Abwasser*, 62, 298-311.

- Hartwig, P. (1993): Beitrag zur Bemessung von Belebungsanlagen mit Stickstoff- und Phosphorelimination, Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Bd. 84.
- Harremoäs, P., Capodaglio, A.G., u.a. (1993): Wastewater treatment plants under transient loading - performance, modelling and control. Water Science and Technology, 27(12).
- Helmer C. (1994): Einfluss von Temperatur und Stoßbelastungen auf die Mikroflora der belebten Schlämme in Bio-P-Anlagen. Bd. 89. Universität Hannover.
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wenzel, M. C. Marais, G. v. R. (1995): Activated Sludge Model No.2 (IAWQ Scientific and Technical Report No.3). London, IAWQ.
- Imhoff, K. (1990): Taschenbuch der Stadtentwässerung. 27. Aufl., Oldenbourg, München.
- Kainz, H. (1991): Auswirkungen von Stoffbelastungen auf den Feststoffhaushalt einer Belebungsanlage. TU Graz.
- Kassner, W. (1987): Regenbecken und Klärbetrieb, Planung, Bau und Betrieb von Regenentlastungen. Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München. Bd. 75, 301 – 319.
- Keller (2004): Regenwetterbeprobung 2003. Interner Bericht, Berliner Wasserbetriebe, Berlin.
- Krauth, Kh; Schwentner, G. (Hg.) (1992): Einfluß von Stoßbelastungen bei Mischwasserzufluß auf die Ablaufqualität von Belebungsanlagen. Schlußbericht 1988 - 1991. Schriftenreihe 64, FG Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe
- Krauth K. und Schwentner G. (1994). Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen bei Regenwetterzufluss. Schriftenreihe „WAR“, Universität Darmstadt. Heft 75, 41-63.
- Krauth, K. (1995): Einfluss des Mischwassers auf mechanisch-biologische Kläranlagen. Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Bd. 73, 439 ff.
- Krebs, P., Armbruster, M., Rodi, W. (2000): Numerische Nachklärbecken – Modelle. KA-Korrespondenz Abwasser, 47 (7), 985-1000.
- Kühn, V., Gebhard, V. (1998): Auswirkungen des Kanalnetzes auf die Abwasserbeschaffenheit. Wiener Mitteilung. Bd. 145, 79-116. Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien.
- Londong, J. 1990; Sandfanggut in kommunalen Kläranlagen, KA Korrespondenz Abwasser, Heft 12, 1473-1475.
- Londong, J. (1994): Konsequenzen aus dem dynamischen Verhalten von Belebtschlammanlagen bei Mischwasserzuflüssen. KA Korrespondenz Abwasser, 41 (9) , 1526-1539.
- Macke, E.(1980): Vergleichende Betrachtungen zum Feststofftransport im Hinblick auf ablagerungsfreie Strömungszustände in Regen- und Schmutzwasserkanälen. Band 69, TU Braunschweig.

Macke, E., Hartmann, A., Koerber, N. v. (2002): Entwässerungssysteme - Zur Schmutzfracht von Regenwasser in großen, flach verlegten Mischwassernetzen. KA Korrespondenz Abwasser, 49 (1), 40-48.

Mehlhart, G., Steltmann, C. (1994): Niederschlagsbedingte Belastungen von Fließgewässern Identifizierung und Beurteilung kritischer Belastungsfälle, Quantifizierung der Wirkung der Kosten weitergehender Massnahmen. KA Korrespondenz Abwasser, 41 (11), 1994–2003.

Nikolavcic, B.; Svardal, K.; Wandl, G.; Günther, N.; Kühn, V.; Spatzierer, G. (2007): Fachberichte - Abwasserbehandlung - Behandlung von Mischwasser im Nachklärbecken. GWF, 148 (10), 710–719.

Nyberg, U., Andersson, B., Aspegren, H. (1996): Real time control for minimizing effluent concentrations during storm water events. Water Science and Technology, 34 (3-4), 127–134.

Otterpohl, R. (1993): Regenwasserbehandlung in kommunalen Kläranlagen mit Mischkanalisation. Abwassertechnik, 44 (4), 25–29.

Otterpohl, R., Freund, M. (1990): Die Beeinflussung der Reinigungsleistung von Kläranlagen durch Mischwasserzuflüsse - Auswertung und Interpretation von Online-Messungen und –Analysen. KA Korrespondenz Abwasser, 37 (8).

Otterpohl, M., Dohmann, M. (1996) : Auswirkungen der Mischwasserbelastung von Kläranlagen in Stoffaustrag aus Kanalisationen. in: Stoffaustrag aus Kanalisationen, Berichte der DFG. VCH - Verlag, Weinheim.

Peters, C. (2007): Potenziale von Regenwasserversickerung, Speicherung, Urinseparation und Pumpwerkssteuerung für den Gewässerschutz. Dynamische Langzeitsimulation von Kanalnetz und Kläranlage und multikriterielle Ergebnisanalyse. 1. Aufl. (Hg.). Clausthal-Zellerfeld: Papierflieger (ITU-Schriftenreihe 2).

Ristenpart, E. (1995): Feststoffe in der Mischwasserkanalisation. Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz ; Bd. 11. Hannover.

Schleypen, P., Meißner, E.(1999): Entwässerungssysteme - Abflüsse aus Kanalisationsgebieten und Zuflüsse zu kommunalen Kläranlagen bei Trockenwetter- und Regenwetterverhältnissen. KA Korrespondenz Abwasser 46 (1), 42-46.

Seggelke, K. (2002): Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage zur Reduzierung der Gewässerbelastung. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Hannover, Bd. 124.

Seggelke, Katja; Rosenwinkel, Karl-Heinz (2004): Kommunale Abwasserbehandlung - Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage Möglichkeiten durch das Arbeitsblatt ATV-DVWK A 198. KA Korrespondenz Abwasser, 51 (8), 845–856.

Schwentner, G., Krauth, K. (1990): Auswirkung von Mischwasserzufluss auf die Reinigungsleistung von Belebungsanlagen, KA Korrespondenz Abwasser, 37 (8), 866-871.

Seyfried, C.F.; Thöle, D. (1995): Einfluss des Mischwassers auf die Stickstoff- und Phosphorelimination. Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Band 78.

Nowak, O., Schweighofer, P., Svardal, K. (1994): Nitrification inhibition – A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Water Science and Technology*, 30(6), 9-19.

Teichfischer, Thomas (1994): Der Einfluss schwankender Abwasserzusammensetzungen auf die vermehrte biologische Phosphatelimination und Möglichkeiten zur Prozessstabilisierung. Braunschweig (Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Technische Universität Braunschweig ; 57).

Thöle, Dieter (1999): Dynamische Simulation von Kanalnetz und Kläranlage zur Minimierung der Gesamtemissionen. Hannover: ISAH (Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover ; 106).

Wagner, W. (1995): Maßnahmen zur Betriebssicherheit von Kläranlagen, Wasser und Boden, 47 (1995), 27-35.

Wentzel, M. C., Dold, P. L., Ekama, G. A., Marais, G. v. R. 1985. Kinetics of biological phosphorus release. *Water Science and Technology*, 17, 57-71.