

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Kapazitätserweiterung von Kläranlagen

Band 252 - Wien 2020

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Band 252

Kapazitätserweiterung von Kläranlagen

ÖWAV - Seminar - Wien 2020

TU Wien

26. - 27. Februar 2020

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jörg Krampe

Ass.-Prof. DI Dr. Karl Svardal

Technische Universität Wien

Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement

Veranstalter



Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte und
Ressourcenmanagement

Karlsplatz 13 / 226
1040 Wien



zukunft
SEIT 1909
denken

Österreichischer
Wasser- und
Abfallwirtschaftsverband

Marc - Aurel - Straße 5
1010 Wien

Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement
Karlsplatz 13/226; 1040 Wien
Tel.: + 43 1 58801 - 22611
Fax: + 43 1 58801 - 922611
E-Mail: sekretariat2261@tuwien.ac.at

Alle Rechte vorbehalten.

Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet,
das Buch oder Teile daraus zu veröffentlichen

© Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement, TU-Wien, 2020

Druck: Riegelnik
1080, Piaristengasse 19

ISSN 0279 - 5349
ISBN 978-3-85234-147-7

Inhaltsverzeichnis

Günter Gruber, Thomas Hofer, Stefan Messerschmied, Kajetan Beutle	1 - 24
Abschätzung und Berücksichtigung der zukünftigen Schmutzfrachten aus dem Zentralen Speicherkanal der Stadt Graz bei der Erweiterung der Kläranlage Graz	
André Spindler	25 - 34
Das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198: Anwendung und gegenwärtiger Stand der Überarbeitung	
Martin Kaleß, Joachim Reichert, Gerd Demny	35 - 50
Value Engineering als innovativer Lösungsansatz am Beispiel der Kläranlage Düren	
Kerstin Böck	51 - 72
Ökosystemleistungen in Flusslandschaften	
Thomas Uckschies	73 - 90
Feinrechen in der Abwasserreinigung	
Alexander Sonnenburg, Julian Mosbach, Olaf Grimmel, Wilhelm Urban	90 - 112
Leistungssteigerung von Sandfängen	
Miklós Patziger	113 - 128
Leistungssteigerung von Vorklärbecken	
Burkhard Teichgräber, Martin Hetschel, Peter Jagemann	129 - 146
Leistung aktueller Belebungsanlagen – Bemessung vs. Betriebsergebnisse bei Emschergenossenschaft und Lippeverband	
Jens Alex, Michael Ogurek	147 - 166
Simulation als Tool zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven	
Jörg Krampe, Joseph Tauber und Vanessa Parravicini	167 - 180
Konstruktive Maßnahmen zur Steigerung der Kapazität der biologischen Reinigungsstufe	
Norbert Dichtl	181 - 198
Klärschlammdeintegration	

Markus Reichel Faulung bei hohen Feststoffgehalten	199 - 238
Lydia Jahn, Karl Svardal, Jörg Krampe Leistungssteigerung bestehender Faulbehälter durch den Einsatz von Mikrosieben	239 - 250
Inka Hobus, Gerd Kolisch, Dirk Gengnagel Kläranlage der Zukunft –Verfahrenskonzepte und Strategien für den Wupperverband	251 - 266
Christian Remy Bewertung der Umweltauswirkungen von Kläranlagen mit Ökobilanzen/LCA	267 - 282
Vanessa Parravicini, Arabel Amann, Emile Van Eygen, Karl Svardal und Jörg Krampe Ergebnisse des Projektes ARAZukunft	283 - 304
Franz-Bernd Frechen Geruchsemissionen von Kläranlagen	305 - 326
Anhang	I - XXIII

Abschätzung und Berücksichtigung der zukünftigen Schmutzfrachten aus dem Zentralen Speicherkanal der Stadt Graz bei der Erweiterung der Kläranlage Graz

Günter Gruber, Thomas Hofer, Stefan Messerschmied, Kajetan Beutle

- 1) TU Graz, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Graz, AUT
- 2) Ingenieurgemeinschaft DI Bilek & DI Krischner GmbH, Graz, AUT
- 3) Süddeutsche Abwasserreinigungs-Ingenieur GmbH, Ulm, GER
- 4) Holding Graz Wasserwirtschaft, Graz, AUT

Abstract: Durch den Zentralen Speicherkanal (ZSK) ist es in Graz zukünftig möglich, die Entlastungsfrachten von 21 der insgesamt 35 Mischwasserüberläufe entlang der Mur temporär zu speichern und nach den Regenereignissen einer ordnungsgemäßen Reinigung auf der Kläranlage Graz zuzuführen. Durch ein im Kläranlagen-Zulauf installiertes Online-Monitoring-System ist es möglich, die dabei auftretende Stofffrachtdynamik getrennt für Trockenwetter- und für Regenwetterbedingungen messtechnisch mit hoher zeitlicher Auflösung zu erfassen. Darauf basierend ist es auch möglich, die Entleerungsfrachten des im ZSK zwischengespeicherten Volumens zur Kläranlage Graz abzuschätzen und damit auch den dadurch erzielbaren Stoffrückhalt von der Mur für jedes Mischwasserereignis zu quantifizieren. Bisherige Auswertungen von 15 Entleerungsereignissen im Zeitraum von November 2016 bis Juni 2017 mit einem durchschnittlichen Speichervolumen von 16.580 m³ im ZSK ergaben auf Basis des chemischen Sauerstoffbedarfs CSB einen mittleren Stoffrückhalt von rund 5,4 t bei einer Bandbreite von 3,2 t und 8,5 t je Entleerungsereignis. Hochgerechnet auf den in Umsetzung befindlichen Vollausbau des ZSK mit einem aktivierbaren zukünftigen Gesamtspeichervolumen von 106.000 m³ kann auf Basis der 15 Entleerungsereignisse von einem mittleren CSB-Stoffrückhalt von 59 % bei einer Bandbreite von 47 % bis 72 % bezogen jeweils auf die mittleren, aktuellen CSB-Frachten im Zulauf zur Kläranlage bei Trockenwetterbedingungen ausgegangen werden. Diese im ZSK zukünftig zurückgehaltenen Stofffrachten müssen jetzt allerdings bei der geplanten Erweiterung der Kläranlage Graz mitberücksichtigt werden. In welcher Form dies geschehen ist, sowie der aktuelle Stand der Planungsphase für die Erweiterung der Kläranlage Graz bilden einen weiteren Schwerpunkt dieses Beitrages.

Key Words: Kläranlage, Kläranlagenerweiterung, Mischwasser, Speicherkanal, Online-Monitoring, Schmutzfracht, Schmutzfrachtdynamik

1 Einleitung

Das urbane Entwässerungssystem von Graz steht derzeit vor zwei wesentlichen zukünftigen Herausforderungen. Zum einen führt das stetig steigende Bevölkerungswachstum im Stadtgebiet zu einer Erhöhung der der Kläranlage Graz zugeleiteten Stofffrachten (2001: 225.000 E, 2017: 287.000 E, 2020: 294.630 E, 2034: 329.000 E prognostiziert). Zum anderen vergrößert sich durch die Errichtung des Zentralen Speicherkanals (ZSK) entlang der Mur das zukünftig nutzbare Speichervolumen im Kanalnetz um zusätzliche 94 000 m³, was deutlich mehr ist als der aktuelle durchschnittliche Trockenwetterzulauf zur Kläranlage (68.700 m³/d). Der ZSK ist durch die Errichtung von zwei Murkraftwerken in Graz-Gössendorf (Inbetriebnahme 2012) und in Graz-Puntigam (Inbetriebnahme 2019) notwendig geworden und dient zum einen der langfristigen Sicherstellung des Entwässerungskomforts im Stadtgebiet von Graz (Ableitungsfunktion in das Unterwasser der beiden Murkraftwerke) und zum anderen der Zwischenspeicherung der Entlastungsfrachten aus 21 von insgesamt 35 vorhandenen Mischwasserüberläufen (MÜ) entlang der Mur (Speicherfunktion), welche dann zukünftig jeweils nach den Mischwasserereignissen und sobald die Kläranlage Graz wieder hydraulische Kapazitäten dafür hat, einer ordnungsgemäßen Reinigung auf der Kläranlage zugeführt werden können.

Während das zukünftig zu erwartende hydraulische und stoffliche Abwasser- aufkommen zufolge der Bevölkerungszunahme durch die laufende Eigen- und Fremdüberwachung auf der Kläranlage und durch einwohnerspezifische Frachtansätze relativ gut abgeschätzt werden kann (ATV-DVWK-A 198, 2003), sind die zukünftigen aus den ZSK-Entleerungen resultierenden Schmutzfrachten zur Kläranlage deutlich schwieriger abzuschätzen, da diese sowohl eine hohe hydraulische Dynamik als auch eine hohe stoffliche Variabilität aufweisen (Gujer, 2013). Messtechnisch können derartige Stofffrachten aber mittlerweile durch das gleichzeitige Messen von Durchflussraten und den dazu korrespondierenden Stoffkonzentrationen mit Online-Systemen erfasst werden und die Multiplikation dieser beiden Messgrößen ergibt den zeitlichen Verlauf der auftretenden Stofffrachten (Gruber et al., 2005, Gruber et al., 2006, Brzezińska et al., 2016).

Aufgrund der besonders großen hydraulischen und stofflichen Variabilität an Mischwasserüberläufen (Gruber et al., 2004) stellt dort allerdings sowohl das direkte Messen als auch das Beprobieren von entlasteten Stofffrachten eine besondere Herausforderung dar und ist aus wirtschaftlichen Gründen wohl auch nur für gezielte, temporäre Messkampagnen möglich.

Demgegenüber können Stofffrachtverläufe im Zulaufbereich von Kläranlagen deutlich einfacher gemessen werden, da dort zum einen Durchflussmengen-

messsysteme generell vorgeschrieben sind (ÖWAV, 2007) und zum anderen die maximalen Zulaufmengen zu Kläranlagen systembedingt zumeist mit der ca. 2-fachen maximalen Trockenwetterdurchflussrate limitiert sind. Die Messung der Zulaufstoffkonzentrationen basiert hier allerdings zumeist auf laboranalytischen, mengenproportionalen Tagesmittelwerten aus der gesetzlich vorgeschriebenen Eigenüberwachung (AEV, 1996), woraus nur sehr schwer detailliertere Informationen über die dynamischen Stofffrachtverläufe abgeleitet werden können. Erst der Einsatz von Online-Monitoring-Systemen auch zur Messung der relevanten Stoffkonzentrationen erlaubt es, die sehr unterschiedlichen Stofffrachtverläufe sowohl bei Trockenwetter- als auch bei Regenwetterbedingungen messtechnisch genauer zu erfassen. Damit ist es auch möglich, für den Trockenwetterfall typische Tagesgänge der relevanten Stoffkonzentrationen mit einer hohen zeitlichen Auflösung zu generieren. Im Regenwetterfall können damit wiederum sowohl temporär auftretende Frachtspitzen als auch Verdünnungseffekte in hoher zeitlicher Auflösung gemessen werden.

In diesem Beitrag wird eine Methodik vorgestellt, mit der die bis dato unbekannte Stofffrachtdynamik im Zulauf zur Kläranlage Graz mithilfe von Online-Monitoring-Systemen messtechnisch mit hoher zeitlicher Auflösung erfasst werden kann. Dadurch kann zum einen zusätzliches Wissen über die Stofffrachtdynamik bei Trockenwetter- und vor allem aber auch bei Regenwetterbedingungen gewonnen werden und zum anderen können damit auch Abschätzungen der zusätzlich aus den Entleerungsvorgängen des ZSK resultierenden Schmutzfrachten im Zulauf zur Kläranlage Graz durchgeführt werden.

Die Ergebnisse dieser Frachtabschätzungen wurden jetzt auch für die anstehende Erweiterung der Kläranlage Graz berücksichtigt. In welcher Form dies geschehen ist, sowie der aktuelle Stand der Planungsphase für die Erweiterung der Kläranlage bildet einen weiteren Schwerpunkt dieses Beitrages.

2 Methodik zur Abschätzung zukünftiger Entleerungsfrachten aus dem ZSK Graz

Die gewählte Methodik zur Quantifizierung der Stofffrachtdynamik im Mischwasserfall basiert auf einer Unterscheidung der Stofffrachten bei Trockenwetter- und bei Regenwetterabfluss (Metadier & Bertrand-Krajewski, 2011). Der schematische Ablauf der Methodik ist in Abbildung 1 dargestellt. Um den jeweiligen Trockenwetteranteil während eines Regenereignisses im Mischwasserabfluss abschätzen zu können, ist es notwendig, charakteristische

Trockenwetter-Tagesgänge für die Durchflussrate Q (Abbildung 1a) und die dazugehörige Stoffkonzentration C (Abbildung 1b) auf Basis von zeitlich hoch aufgelösten Messdaten zu ermitteln. Die Unterscheidung von Trockenwetter- und Regenwettertagen erfolgt dabei durch die beiden Kriterien der maximalen täglichen Durchflussrate Q und des täglichen Zulaufvolumens zur Kläranlage. Basierend auf kalibrierten und geprüften Messdaten können mithilfe einer statistischen Auswertung typische durchschnittliche Trockenwetter-Tagesgänge generiert werden. Durch Multiplikation der Durchflussraten Q und der korrespondierenden Stoffkonzentrationen C ergeben sich daraus schließlich typische durchschnittliche Trockenwetter-Stofffrachtverläufe F (Abbildung 1c), die dann in weiterer Folge mit den real gemessenen Mischwasser- oder aber auch mit den ZSK-Entleerungsereignissen verglichen werden können.

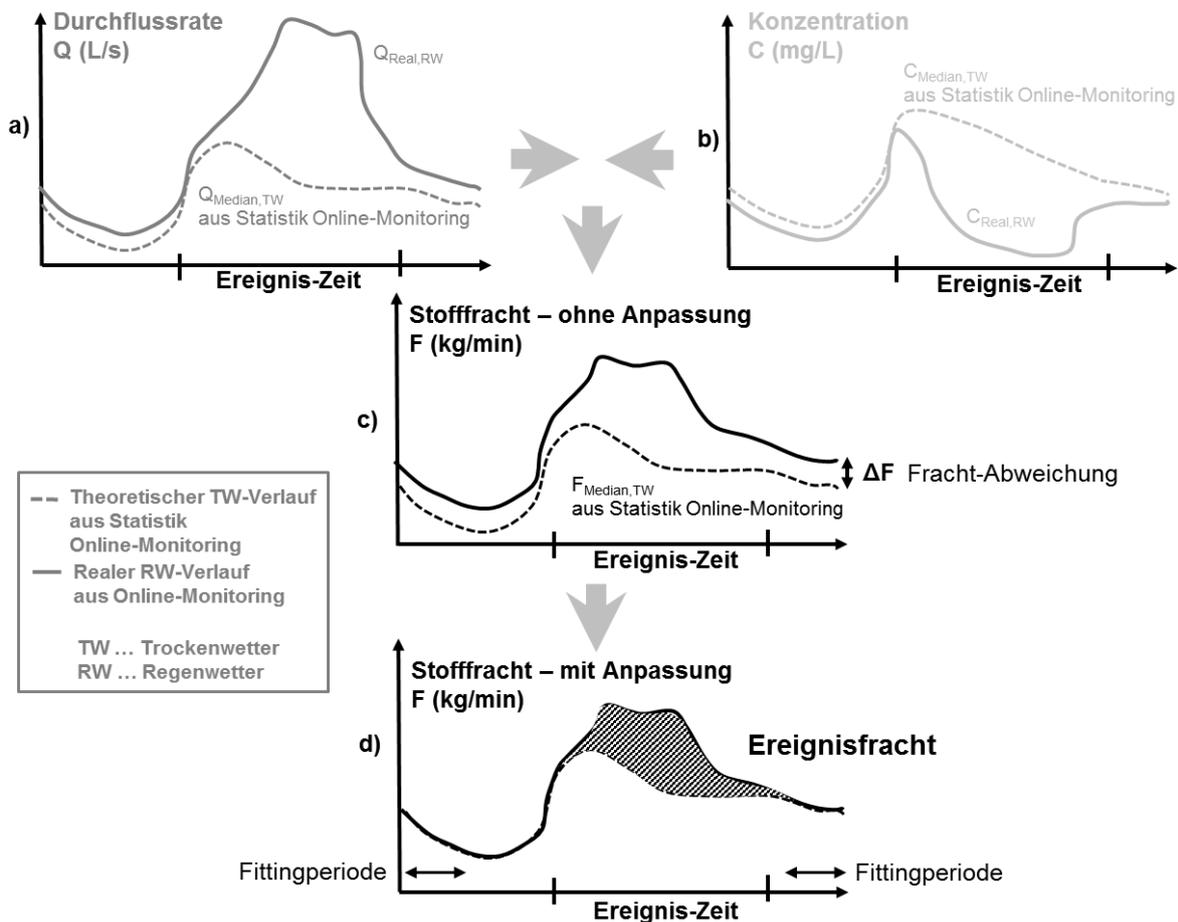


Abbildung 1: Methodik zur Quantifizierung der Stofffrachtdynamik im Zulauf zur Kläranlage Graz während Mischwasser- und auch ZSK-Entleerungsereignissen.

Da die damit ermittelbaren typischen Trockenwetter-Tagesgänge jeweils den Durchschnitt aller Trockenwettertage einer Untersuchungsperiode repräsentieren, entsteht dabei in den Zeiträumen vor und nach dem betrachteten Ereignis zwangsläufig eine Frachtabweichung ΔF zum real gemessenen Frachtverlauf (Fittingperioden). Um die daraus dann interessierende Ereignisfracht (Netto-

Fracht) ermitteln zu können, ist eine Minimierung der Frachtabweichung ΔF innerhalb dieser Fittingperioden notwendig, was in zwei Schritten erfolgt. Im 1. Schritt wird zunächst der real gemessene Frachtverlauf in den Fittingperioden durch Anwendung einer frei wählbaren Filterfunktion geglättet, um eventuell vorhandene Unstetigkeiten und ein Rauschen aus der Frachtganglinie zu entfernen. Im 2. Schritt wird die Ganglinie der durchschnittlichen Trockenwetter-Stofffracht (basierend auf der statistischen Auswertung der Online-Monitoring-Messdaten) soweit an die real gemessene Frachtganglinie angepasst bzw. konstant verschoben, bis die Frachtabweichung ΔF in den Fittingperioden kleiner gleich 1 % der gesamten Stofffracht des Ereignisses entspricht (Abbildung 1d). Durch Subtraktion der real gemessenen Frachtganglinie und der angepassten, durchschnittlichen statistischen Trockenwetter-Frachtganglinie kann schließlich der Netto-Frachtanteil (die Ereignisfracht) des jeweiligen Mischwasser- oder ZSK-Entleerungsereignisses inklusive der dabei aufgetretenen Stofffracht-Dynamik abgeschätzt werden.

2.1 Beschreibung des Untersuchungsgebietes

Das betrachtete Untersuchungsgebiet umfasst das gesamte Stadtgebiet von Graz (127,6 km² mit 35,0 km² befestigter und davon wiederum ca. 20,2 km² an die Kanalisation angeschlossener Fläche), wobei für diese Studie nur der Zentrale Speicherkanal ZSK und die Kläranlage Graz mit der aktuellen Ausbaugröße von 500.000 EW₆₀ ($Q_{\max, \text{TW}} = 1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\max, \text{MW}} = 3,2 \text{ m}^3/\text{s}$) betrachtet und untersucht wurden.

Der Zentrale Speicherkanal ZSK umfasst zwei Bauabschnitte, die jeweils an den Bau der Wasserkraftwerke (WKW) Graz-Gössendorf (ZSK I) bzw. WKW Graz-Puntigam (ZSK II) gekoppelt sind. Der erste Bauabschnitt des ZSK I wurde bis 2012 gemeinsam mit dem WKW Graz-Gössendorf errichtet und weist mit einer Länge von 3,2 km und einem Regel-Querschnitt von 3,2 x 2,5 m ein aktivierbares Speichervolumen von 25.000 m³ auf. Gemeinsam mit der zweiten Ausbaustufe (ZSK II) mit weiteren 69.000 m³ aktivierbarem Speichervolumen, die seit Herbst 2017 gerade gemeinsam mit dem Bau des WKW Graz-Puntigam läuft, wird der ZSK I+II zukünftig auf einer Gesamtlänge von 8,4 km ein aktivierbares Gesamtspeichervolumen von 94.000 m³ aufweisen (Kainz et al., 2011). Nach der Fertigstellung und Inbetriebnahme des ZSK werden die Entlastungsmengen von 21 der insgesamt 35 Mischwasserüberläufen entlang der Mur im ZSK in mehreren Speicherkaskaden, getrennt durch hydraulisch versenkbare Wehre, temporär zwischengespeichert werden können und damit auch nicht mehr in die Mur gelangen. Die Entleerung des zwischengespeicherten Volumens im ZSK erfolgt

je nach hydraulischer Kapazität der Kläranlage nach jedem Regenereignis direkt in den Zulaufbereich der Kläranlage Graz, wobei eine maximale Entleerungszeit von 24 Stunden angestrebt wird. Derzeit verfügt der ZSK I über ein maximal aktivierbares Speichervolumen von 25.000 m³. In Kombination mit dem bestehenden Mischwasserüberlaufbecken (MÜB, 12.000 m³) im Zulaufbereich der Kläranlage Graz stehen damit derzeit schon insgesamt 37.000 m³ an Speicherraum zur Verfügung. Planmäßig können davon rund 14.000 m³ rein gravitativ über einen Verbindungskanal vom ZSK direkt in das Zulaufgerinne der Kläranlage entleert werden. Die verbleibenden 23.000 m³ können über das bereits vorhandene Pumpwerk beim MÜB in den Zulauf zur Kläranlage gepumpt werden.

Das von der TU Graz und der Holding Graz Wasserwirtschaft betriebene Online-Monitoring-Netzwerk umfasst neben Online-Messstationen zur Erfassung der hydraulischen und stofflichen Dynamik im Zulauf und Ablauf der Abwasserreinigungsanlage (ARA) Graz noch eine Vielzahl weiterer Messpunkte. Abbildung 2 gibt einen Überblick über die während dieser Studie betriebenen Qualitäts-Messstationen („Q“) an den zentralen Emissionspunkten in die Mur sowie über zusätzliche Messstationen zur Erfassung der Hydraulik („H“) im Zentralen Speicherkanal ZSK und zur Erfassung der Niederschlagsdynamik („P“) im gesamten Stadtgebiet.

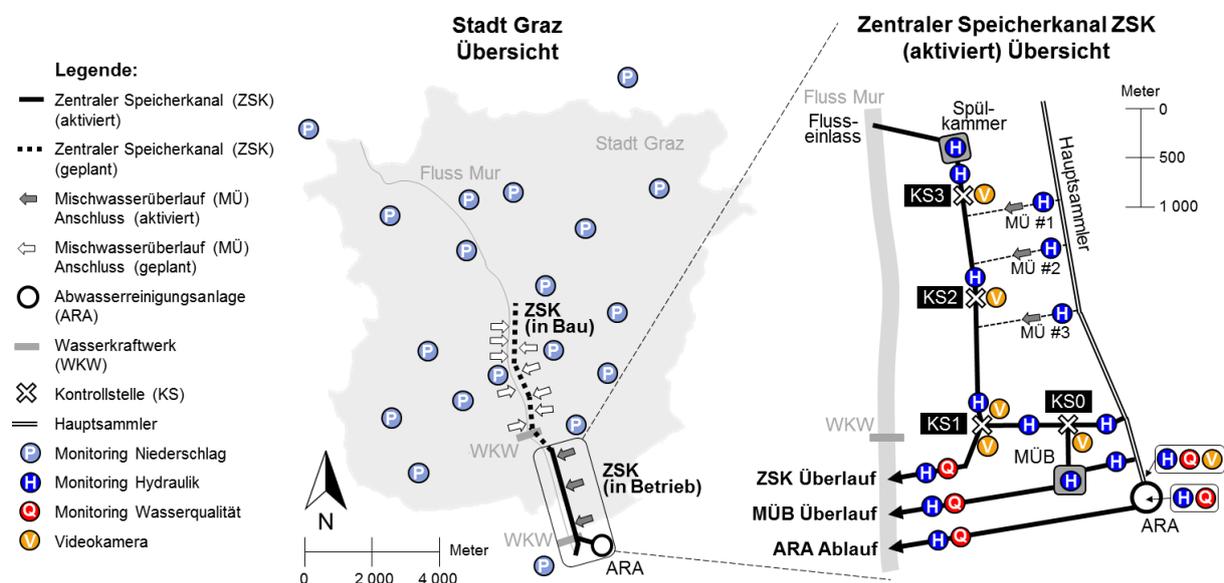


Abbildung 2: Links: Übersicht des Zentralen Speicherkanals ZSK und der Niederschlagsmessstationen („P“) im Stadtgebiet von Graz. Rechts: Übersicht des in Betrieb befindlichen Teils des ZSK I mit allen zentralen Emissionspfaden und Messstationen zur Erfassung der Hydraulik („H“) und der Wasserqualität („Q“).

2.2 Beschreibung der verwendeten Online-Sensorik

Im Rahmen dieser Studie wurden Messdaten zur Hydraulik und der Abwasserqualität der seit April 2016 betriebenen Online-Monitoring-Station im Zulaufbereich der ARA Graz herangezogen. An diesem Messpunkt werden zusätzlich zur Durchflussrate (MID-Messungen) auch noch die Konzentrationen der Summenparameter chemischer Sauerstoffbedarf (CSB), biochemischer Sauerstoffbedarf nach fünf Tagen (BSB₅) und Abfiltrierbare Stoffe (AFS) mittels UV-VIS Spektrometrie (Langergraber et al., 2003) sowie Ammonium-Stickstoff (NH₄-N) mittels ionenselektiver ISE-Sonden (Winkler et al., 2004) kontinuierlich in hoher zeitlicher Auflösung (2 min Intervall) gemessen. Dafür installierte man im Zulaufbereich eine Bypass-Wanne der Fa. unimon vom Typ „uni-pass“ mit einem Fassungsvermögen von ca. 120 L und einem Querschnitt von 600 cm² (Abbildung 3), in welcher die o. a. Sonden im Deckel fixiert sind (Abbildung 4) und welche von einer Exzenter-Schneckenpumpe mit einer Durchflussrate von ca. 1,6 L/s kontinuierlich mit Rohabwasser aus dem Zulauf der Kläranlage beschickt wird. Viermal am Tag werden die Bypass-Wanne und die installierten Sonden automatisch mit Reinwasser gespült und gereinigt.

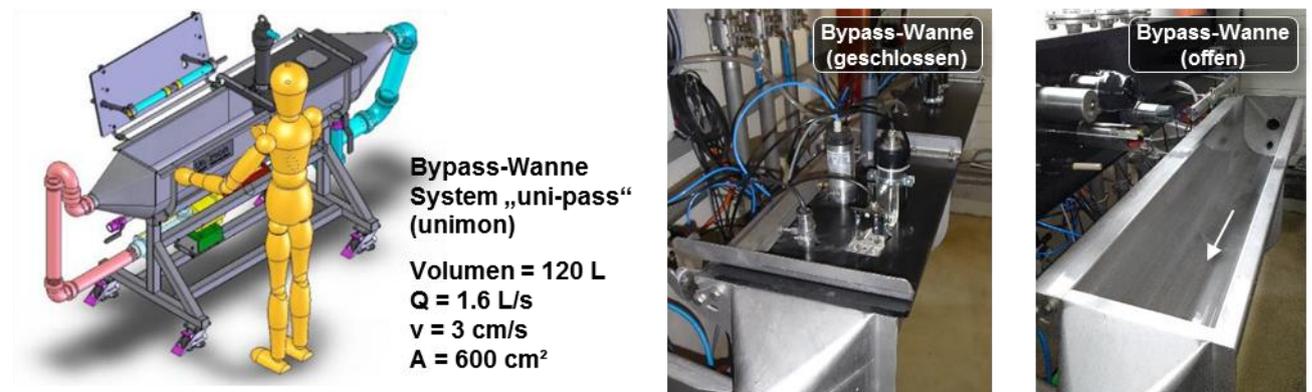


Abbildung 3: „Uni-pass“ Bypass-Wanne der Messstelle ARA Zulauf der Fa. unimon GmbH (<http://www.unimon.ch>)

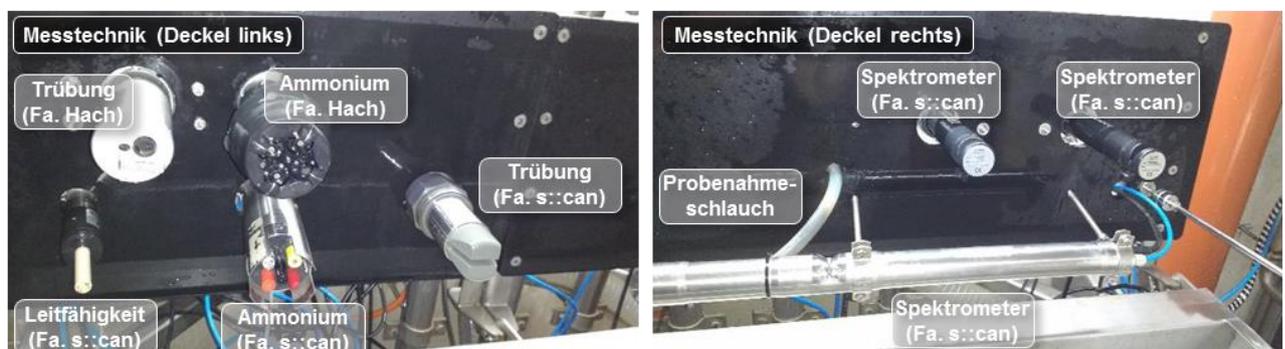


Abbildung 4: Installierte Sonden im Deckel der Bypass-Wanne der Messstelle ARA Zulauf

Neben der tageszeitlichen Variabilität können damit nun auch kurzzeitige Konzentrationsspitzen und Verdünnungseffekte infolge von Regenereignissen im Zulauf zur Kläranlage Graz mit hoher zeitlichen Auflösung erfasst werden.

Um eine durchgehend hohe Datenqualität im Medium Rohabwasser im Zulauf zur Kläranlage zu gewährleisten, wurde während der Studie ein intensives Wartungs- und Reinigungsintervall der Sonden (bedarfsorientiert über Alarmierungsgrenzen bzw. alle zwei Wochen) durchgeführt und mit einer kontinuierlichen semi-automatischen Datenprüfung (Branisavljevic et al., 2010) kombiniert. Zur Kalibrierung der Sonden wurden mehrere laboranalytische Messkampagnen mit automatischen Probennahmesystemen durchgeführt. Die damit kalibrierten Messsignale der Stoffkonzentrationen wurden kontinuierlich anhand der täglich verfügbaren, mengenproportionalen Tagesmittelwerte aus der Eigenüberwachung des ARA Labors validiert. Die Konzentrationsunterschiede lagen dabei durchgehend innerhalb einer Bandbreite von $\pm 25\%$, was auch der erreichbaren Genauigkeit von Online-Sensoren zur Erfassung der Abwasserqualität aus Literaturangaben entspricht (Caradot et al., 2015).

3 Ergebnisse

3.1 Auswertung von 15 ZSK-Entleerungsereignissen

Als Datenbasis zur Anwendung der vorgestellten Methodik standen die zeitlich hoch aufgelösten Messdaten (2 min Intervall) von insgesamt 428 Tagen bzw. 61 Wochen im Zeitraum vom 29.04.2016 bis zum 30.06.2017 zur Verfügung, von denen 423 Tage als valide definiert und für die Auswertungen verwendet werden konnten. Die Unterscheidung zwischen Trockenwetter- und Regenwettertagen erfolgte durch die beiden Kriterien maximale Durchflussrate zur ARA von 1,4 m³/s und ein maximales Tageszulaufvolumen von 80.000 m³/d (siehe Tabelle 1). Diese beiden Kriterien berücksichtigen an den Regenwettertagen auch den auftretenden Nachlauf von Mischwasser nach Ereignisende, der aufgrund der Größe des Stadtgebiets bis zu zwei Tage andauern kann.

Tabelle 1: Aufteilung der validen Tage in Trocken- und Regenwettertage im Untersuchungszeitraum 29.04.2016 – 30.06.2017

Valide Tage	Trockenwetter-Tage	Tage mit Regenwettereinfluss
423 (von 428)	206	217

Die statische Auswertung der Trockenwetter-Tagesgänge erfolgte mithilfe von Perzentilauswertungen aller verfügbaren, validen Messdaten, die auch als

Boxplotdarstellungen visualisiert werden können. Abbildung 5 enthält beispielhaft die nach dieser Vorgehensweise ausgewerteten Trockenwetter-Tagesgänge für die Durchflussrate Q (L/s) und die CSB-Konzentration (mg/L) unterschieden jeweils zwischen Werktagen und Wochenendtagen.

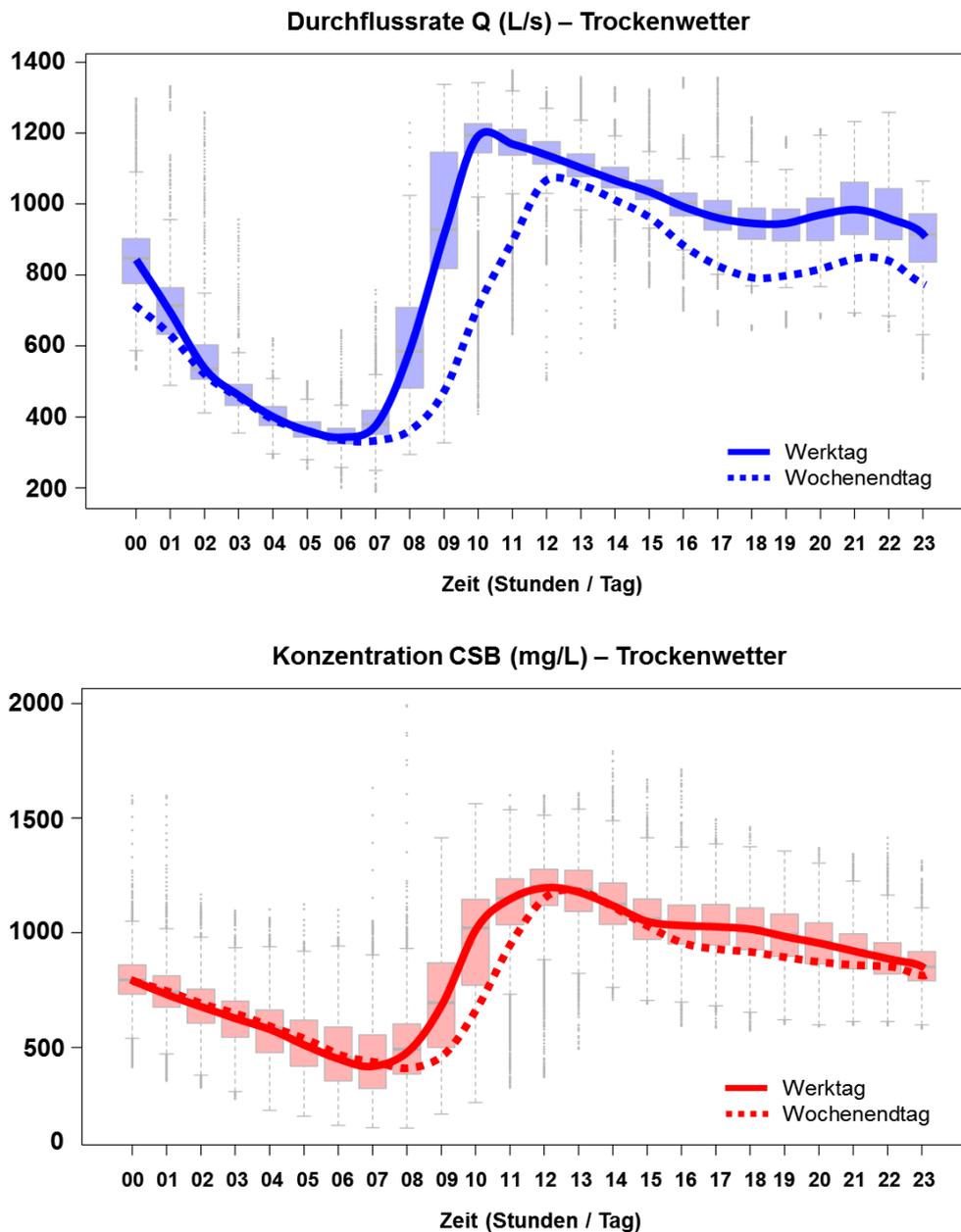


Abbildung 5: Statistische Verteilung der Trockenwetter-Tagesgänge für die Durchflussrate Q (L/s) und die CSB-Konzentration (mg/L) im Zulauf zur ARA Graz im Untersuchungszeitraum 29.04.2016 – 30.06.2017.

Für die Werktage ist zusätzlich die statistische Verteilung mittels stundenweisen Boxplots hinterlegt, was einen Hinweis auf die stündliche Variabilität gibt. Anhand der Durchflussrate Q ist erkennbar, dass die Tagesspitze an Werktagen jeweils um zwei Stunden früher (um 10 Uhr) als am Wochenende (um 12 Uhr) auftritt. Die absolute Tagesspitze an Werktagen ist auch deutlich höher als an den

Wochenendtagen. Die CSB-Konzentration weist am Wochenende ebenfalls einen späteren Anstieg zur Tagesspitze hin auf, jedoch sind die Tagesmaxima hierbei annähernd identisch. Das Tagesminium tritt um etwa 6 Uhr für die Durchflussrate Q bzw. um etwa 7 Uhr für die CSB-Konzentration auf.

Das mittlere Zulaufvolumen zur ARA Graz bei Trockenwetter betrug im Untersuchungszeitraum rund 68.700 m³. Die mittlere CSB-Konzentration bei Trockenwetter betrug 895 mg/L, woraus eine mittlere CSB-Tagesfracht bei Trockenwetter von rund 58.100 kg resultierte. Analog dazu betrug die mittlere BSB₅-Tagesfracht im Untersuchungszeitraum bei Trockenwetter 29.500 kg (432 mg/L) und die mittlere AFS-Tagesfracht bei Trockenwetter lag bei rund 24.400 kg (355 mg/L).

Im Untersuchungszeitraum konnten insgesamt 15 Entleerungen in der derzeitigen Ausbaustufe des Zentralen Speicherkanals ZSK I nach Regenereignissen messtechnisch erfasst und auch hinsichtlich der zusätzlichen Entleerungsstofffrachten ausgewertet werden. Tabelle 2 zeigt die dazugehörigen Entleerungszeiträume, die vorangegangenen Trockenwettertage, die Entleerungsdauern und -volumina und ob bei den Mischwasserereignissen eine MÜB-Entlastung bei mehr als 23.000 m³ stattgefunden hat oder nicht.

Tabelle 2: Übersicht der 15 untersuchten ZSK-Entleerungsereignisse mit vorangegangenen Trockenwetterperioden, Entleerungsdauern und -volumina und ob eine MÜB-Entlastung bei mehr als 23.000 m³ aufgetreten ist oder nicht

Entleerungs-Ereignis Nr.	Entleerungszeitraum	Vorangegangene Trockenwettertage (Tage)	Entleerungsdauer (min)	Entleerungsvolumen (m ³)	MÜB-Entlastung (ja/nein)
1	2016-11-21 07:30 / 2016-11-21 22:45	0	915	16.400	nein
2	2017-02-08 13:00 / 2017-02-09 06:15	1	1.035	15.200	nein
3	2017-02-18 00:00 / 2017-02-18 15:30	6	930	15.200	nein
4	2017-03-01 05:40 / 2017-03-01 18:22	4	762	13.900	nein
5	2017-04-04 23:00 / 2017-04-05 22:45	16	1.425	17.900	nein
6	2017-04-29 00:45 / 2017-04-29 23:00	0	1.335	23.000	ja
7	2017-05-23 12:30 / 2017-05-24 08:30	0	1.200	12.400	nein
8	2017-06-03 01:45 / 2017-06-04 09:30	8	1.905	23.000	ja
9	2017-06-04 23:15 / 2017-06-05 07:00	0	465	12.900	nein
10	2017-06-07 07:00 / 2017-06-07 11:30	1	270	10.100	nein
11	2017-06-08 07:00 / 2017-06-08 16:20	0	560	12.600	nein
12	2017-06-10 13:30 / 2017-06-11 08:15	1	1.125	17.200	nein
13	2017-06-13 07:12 / 2017-06-13 20:30	1	798	15.200	nein
14	2017-06-23 22:00 / 2017-06-24 20:45	9	1.365	20.700	nein
15	2017-06-25 18:30 / 2017-06-27 01:30	0	1.860	23.000	ja
Minimum	x	x	270	10.100	x
Mittelwert	x	x	1.063	16.580	x
Maximum	x	x	1.905	23.000	x

Das Entleerungsvolumen lag dabei im Mittel bei 16.580 m³ und variiert je nach Ereignisgröße zwischen 10.100 m³ und 23.000 m³. Die Anzahl der vorangegangenen Trockenwettertage bewegte sich zwischen 0 und 16 Tagen.

Die berechneten Entleerungsfrachten wurden für die vier Stoffgrößen CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N ausgewertet und sind in der Tabelle 3 dargestellt. Als mittlere Entleerungsfrachten ergaben sich für den CSB 5.380 kg, für den BSB₅ 2.770 kg, für den AFS 1.750 kg und für den NH₄-N 150 kg.

Tabelle 3: Übersicht der 15 ZSK-Entleerungsereignisse mit den Entleerungsvolumina und den Entleerungsfrachten für CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N

Entleerungs- Ereignis Nr.	Entleerungs- volumen Q (m ³)	Entleerungs- fracht CSB (kg)	Entleerungs- fracht BSB ₅ (kg)	Entleerungs- fracht AFS (kg)	Entleerungs- fracht NH ₄ -N (kg)
1	16.400	3.200	1.700	930	180
2	15.200	4.870	2.540	900	130
3	15.200	7.930	4.440	5.130	160
4	13.900	3.210	1.640	1.370	110
5	17.900	7.710	4.210	2.290	160
6	23.000	6.170	3.170	1.910	140
7	12.400	5.270	2.740	1.330	110
8	23.000	5.930	2.800	1.210	230
9	12.900	4.180	2.290	1.540	110
10	10.100	3.530	1.890	2.640	110
11	12.600	3.500	1.870	880	160
12	17.200	4.590	2.190	1.640	180
13	15.200	3.920	1.660	980	120
14	20.700	8.150	4.150	1.660	180
15	23.000	8.510	4.310	1.770	210
Minimum	10.100	3.200	1.640	880	110
Mittelwert	16.580	5.380	2.770	1.750	150
Maximum	23.000	8.510	4.440	5.130	230

Im Vergleich der CSB-Entleerungsfrachten wiesen die Ereignisse 3, 5, 14 und 15 verhältnismäßig hohe Werte von mehr als 7 000 kg auf. Mit Ausnahme von Ereignis 15 lagen bei diesen 4 Ereignissen die vorangegangenen Trockenwetterperioden zwischen 6 und 9 Tagen, beim Ereignis 15 bei 0 Tagen. Das Verhältnis der Frachten von CSB und BSB₅ lag bei allen 15 Ereignissen in etwa zwischen 1,8 und 2,1. Einzig Ereignis 13 wies mit 2,36 ein höheres Verhältnis auf. In Bezug auf die AFS-Frachten konnten bei den zwei Ereignissen 3 und 10 vergleichsweise hohe Entleerungsfrachten von 5.130 kg bzw. 2.640 kg festgestellt werden.

In der Tabelle 4 sind die durchschnittlichen Entleerungskonzentrationen in mg/L für alle 15 Ereignisse jeweils für den CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N ausgewertet worden. Die einzelnen Konzentrationen wurden dabei aus dem Quotienten der ermittelten Entleerungsfrachten in kg und den zugehörigen Entleerungsvolumina in m³ berechnet.

Tabelle 4: Übersicht der Entleerungsvolumina und der durchschnittlichen Entleerungskonzentrationen für CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N der 15 ZSK-Entleerungsereignisse

Entleerungs-Ereignis Nr.	Entleerungsvolumen Q (m ³)	Entleerungskonzentration CSB (mg/L)	Entleerungskonzentration BSB ₅ (mg/L)	Entleerungskonzentration AFS (mg/L)	Entleerungskonzentration NH ₄ -N (mg/L)
1	16.400	195	104	57	11
2	15.200	320	167	59	9
3	15.200	522	292	338	11
4	13.900	231	118	99	8
5	17.900	431	235	128	9
6	23.000	268	138	83	6
7	12.400	425	221	107	9
8	23.000	258	122	53	10
9	12.900	324	178	119	9
10	10.100	350	187	261	11
11	12.600	278	148	70	13
12	17.200	267	127	95	10
13	15.200	258	109	64	8
14	20.700	394	200	80	9
15	23.000	370	187	77	9
Minimum	10.100	195	104	53	6
Mittelwert	16.580	326	169	113	9
Maximum	23.000	522	292	338	13

Die Entleerungskonzentrationen für den CSB lagen im Mittel bei 326 mg/L (Spannweite von 195 mg/L bis 522 mg/L). Vergleichsweise hohe CSB-Konzentrationen über 400 mg/L konnten bei den Ereignissen 3, 5 und 7 festgestellt werden. Die Entleerungskonzentrationen für den BSB₅ lagen im Mittel bei 169 mg/L (Spannweite von 104 mg/L bis 292 mg/L). Die Entleerungskonzentrationen für den AFS lagen im Mittel bei 113 mg/L (Spannweite von 53 mg/L bis 338 mg/L). Das Ereignis 3 wies dabei eine höhere Konzentration von mehr als 300 mg/L auf. Die Entleerungskonzentrationen für NH₄-N lagen im Mittel bei 9 mg/L (Spannweite von 6 mg/L bis 13 mg/L).

Zur Validierung der ermittelten mittleren CSB-Konzentration im ZSK I wurden vergleichende Messdaten einer Online-Monitoring-Messstation an einem innerstädtischen Mischwasserüberlauf (MÜ-R05) von Graz herangezogen, an dem im Zeitraum von 2003 bis 2012 bereits Mischwasserentlastungen in hoher zeitlicher Auflösung stofflich erfasst wurden (Gruber et al., 2005) und welcher zukünftig auch an den ZSK II angebunden sein wird.

Die am MÜ-R05 angeschlossene kanalisierte Einzugsgebietsfläche entspricht mit rund 615 ha ca. 8 % der gesamten kanalisierten Fläche von Graz. Die Kalibrierung der Messdaten erfolgte dabei auf Basis von laboranalytischen Messkampagnen mit Ansätzen aus Lepot et al. (2016). Daraus resultierte an diesem MÜ-R05 eine mittlere CSB-Entlastungskonzentration von rund **292 mg/L** (Datenbasis: 47 Entlastungsereignisse am MÜ-R05 in die Mur im Zeitraum von 2009 bis 2011).

Diese mittlere CSB-Ereigniskonzentration lag damit in einem sehr ähnlichen Konzentrationsbereich wie die mittleren 326 mg CSB/L, welche sich aus der Auswertung der 15 Entleerungsereignisse im ZSK I ergaben.

Weiters wurden an diesem MÜ-R05 im Rahmen des dzt. noch laufenden Forschungsprojektes (T)EMPEST alle 73 Mischwasserereignisse eines Jahres konventionell und mengenproportional beprobt und von den meisten dieser Ereignisse auch die in der Abbildung 6 dargestellten Standardabwasserparameter analysiert (Gruber et al. 2020). Dabei sind die am MÜ-R05 durchgeführten Laboranalysen in der Abbildung 6 mit „MWK“ bezeichnet.

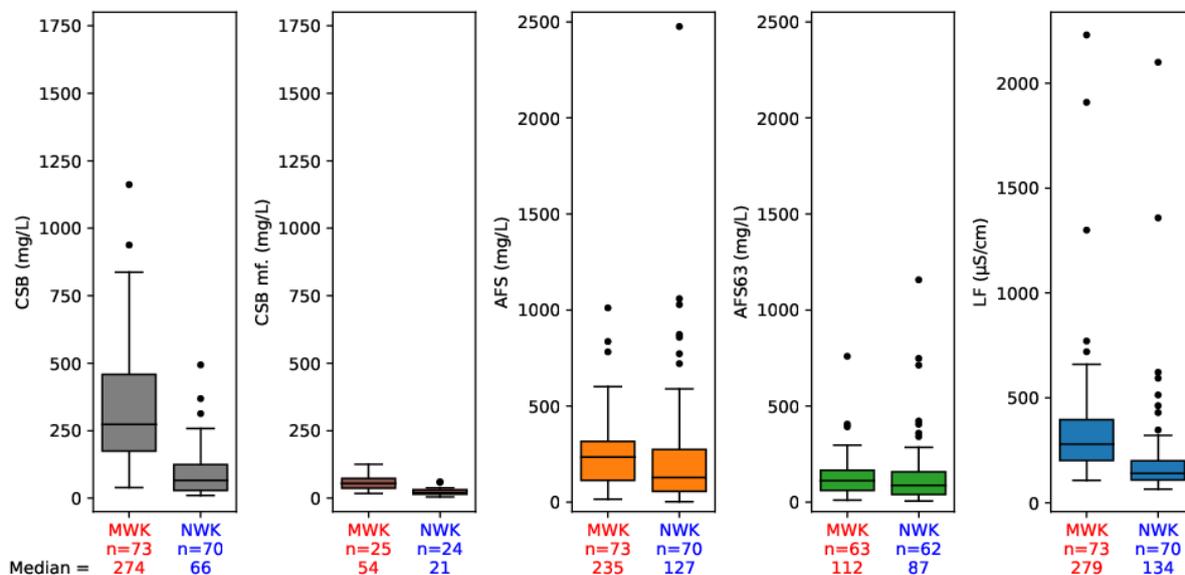


Abbildung 6: Ergebnisse der (T)EMPEST-Standardparameter-Untersuchungen in den 73 Mischwasserereignisproben am MÜ-R05 eines Jahres (01.10.2017 – 30.09.2018) aus Gruber et al. (2020).

Und auch hier lag der CSB-Median am MÜ-R05 in den 73 untersuchten Proben mit **274 mg/L** wieder in einem sehr ähnlichen Konzentrationsbereich wie die mittleren 326 mg CSB/L aus der Auswertung der 15 Entleerungsereignisse im ZSK I.

3.2 Extrapolation der Entleerungsfrachten für den ZSK-Vollausbau

Da im Untersuchungszeitraum des Projekts das aktivierbare Speichervolumen mit der Summe aus dem MÜB (12.000 m³) und dem ZSK I (11.000 m³ ausgespiegelt über das MÜB) mit 23.000 m³ begrenzt war, wurden weiterführende Abschätzungen der potenziellen ZSK-Entleerungsfrachten für den ZSK-Vollausbau (106.000 m³ nutzbarer Speicherraum) angestellt und auf diesen zukünftigen Zustand extrapoliert.

Zur Abschätzung der potenziellen ZSK-Entleerungsfrachten wurde einfach das zukünftige Gesamtspeichervolumen mit den durchschnittlichen Entleerungskonzentrationen für CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N multipliziert. Um möglichst realistische Annahmen für die Entleerungskonzentrationen treffen zu können, wurden hierfür nur die Konzentrationswerte der Ereignisse 6, 8, 14 und 15 verwendet, da nur diese 4 Ereignisse jeweils ein Entleerungsvolumen von mehr als 20.000 m³ aufwiesen und daher am ehesten einer vollständigen Ausnutzung des vorhandenen Speicherraums entsprachen. Die Ereignisse 6, 8 und 15 haben dabei auch die vollständige Speicherkapazität von 23.000 m³ während der Untersuchungsperiode erreicht und dann auch jeweils einen Überlauf aus dem MÜB zur Folge gehabt.

Die daraus resultierenden potenziellen Entleerungsfrachten sind in der Tabelle 5 zusammengefasst und liegen für den CSB zwischen 27,3 t und 41,8 t (Mittelwert von 34,2 t), für den BSB₅ zwischen 12,9 t und 21,2 t (Mittelwert von 17,1 t), für den AFS zwischen 5,6 t und 8,8 t (Mittelwert von 7,8 t) und für den NH₄-N zwischen 0,6 t und 1,1 t (Mittelwert von 0,9 t).

Tabelle 5: Extrapolation der Entleerungsfrachten in kg für CSB, BSB₅, AFS und NH₄-N bei einem ZSK-Vollausbau mit 106.000 m³ aktivierbarem Speichervolumen

Extrapolation ZSK I + ZSK II + MÜB (106.000 m ³)	Entleerungs- volumen V (m ³)	Entleerungs- fracht CSB (kg)	Entleerungs- fracht BSB ₅ (kg)	Entleerungs- fracht AFS (kg)	Entleerungs- fracht NH ₄ -N (kg)
Minimum	106.000	27.300	12.900	5.600	600
Mittelwert		34.200	17.100	7.800	900
Maximum		41.800	21.200	8.800	1.100

Bezieht man diese extrapolierten Entleerungsfrachten auf durchschnittliche aktuelle Trockenwetterfrachten, so ergeben sich dadurch für den CSB zusätzliche Entleerungsfrachten zwischen 47 % und 72 % (Mittelwert von 59 %), für den BSB₅ zwischen 44 % und 72 % (Mittelwert von 58 %), für den AFS zwischen 23 % und 36 % (Mittelwert von 32 %) und für NH₄-N zwischen 18 % und 33 % (Mittelwert von 27 %), welche zukünftig auf der Kläranlage zusätzlich zu reinigen sein werden bzw. zukünftig nicht mehr in die Mur entlastet werden.

Für die Abschätzung der zu erwartenden N_{ges}-Frachten aus den ZSK-Entleerungen wurde ein im Kläranlagen-Zulauf in den Jahren 2012 bis 2016 relativ konstant gemessener, mittlerer Anteil von 64,2 % NH₄-N am N_{ges} herangezogen und daraus die N_{ges}-Frachten abgeschätzt. Daraus resultiert auf Basis der in der Tabelle 5 angegebenen mittleren 900 kg NH₄-N-Entleerungsfracht eine abgeschätzte mittlere N_{ges}-Entleerungsfracht von 1.402 kg, welche für die Dimensionierung der Belebungsbecken angenommen wurde.

4 Grundlagenermittlung für die Erweiterung der Kläranlage Graz

4.1 Stoffliche Belastung der Kläranlage

Für die Grundlagenermittlung für die Erweiterung der Kläranlage Graz wurden die Betriebstagebücher im Zeitraum 2012 – 2016 ausgewertet. Demnach wurde die Kläranlage Graz in diesem Zeitraum hydraulisch und ohne eine Unterscheidung zwischen Trockenwetter- und Regenwettertagen zu berücksichtigen im Mittel mit 83.000 m³/d beschickt ($Q_{TW,max} = 90.000 \text{ m}^3/\text{d}$ und $Q_{MW,max} = Q_{ARA} = 276.480 \text{ m}^3/\text{d}$).

Die Analyse der stofflichen Belastung ergab für diesen Zeitraum auf Basis der Kohlenstoff-Summenparameter CSB und BSB₅ einen signifikanten Anstieg in den durchschnittlichen Tageszulaufmengen bzw. in den daraus resultierenden Einwohnerwerten (EW). Für den CSB konnte in diesem Zeitraum ein Anstieg von 438.313 EW₁₂₀ (2012) auf 480.826 EW₁₂₀ (2016) verzeichnet werden. Auf Basis des BSB₅ fand ein vergleichbarer Anstieg von 504.555 EW₆₀ (2012) auf 560.194 EW₆₀ (2016) statt. Da es sich bei den genannten Werten jeweils um Tagesmittelwerte im Zeitraum eines gesamten Jahres handelt, wurden zusätzlich auch noch die Überschreitungen der einzelnen Tageswerte über der aktuellen Ausbaugröße der Kläranlage von 500.000 EW₆₀ ermittelt. Auf Basis des CSB lagen diese Überschreitungen zwischen 104 Tagen (2012) und 150 Tagen (2016) und auf Basis des BSB₅ lagen mit 188 Tagen (2012) und 246 Tagen (2016) noch deutlich häufigere Überschreitungen der aktuellen Ausbaugröße vor.

4.2 Analyse der Reinigungsleistung der Kläranlage

Trotz der offensichtlichen stofflichen BSB₅-Überlastung der Kläranlage traten allerdings bei den CSB-Ablaufkonzentrationen in all den 5 ausgewerteten Jahren (2012 – 2016) keinerlei Ablaufgrenzwert-Überschreitungen von 75 mg/L auf. Auch die durchschnittlichen CSB-Eliminationsraten konnten mit einer Bandbreite von 94,7 – 96,0 % (> 85 %) im Jahresdurchschnitt deutlich eingehalten werden. Bei den BSB₅-Ablaufkonzentrationen gab es im Jahr 2013 3 und im Jahr 2016 4 Grenzwertüberschreitungen von 15 mg/L, die allerdings bei der Eigenüberwachungsdichte der Kläranlage im Toleranzbereich (25 zulässige Überschreitungen pro Jahr) der 1. AEV für kommunales Abwasser lagen. Die vorgegebenen BSB₅-Mindest-Eliminationsraten von > 95 % waren allerdings mit einer Bandbreite von 98 % – 98,7 % ebenfalls wieder sehr deutlich eingehalten.

Beim Ges-P lagen die Jahresmittelwerte zwischen 0,54 mg/L (2012) und 0,85 mg/L (2016) und damit auch wesentlich unterhalb des mit 1,0 mg/L festgelegten Grenzwerts.

Einzig der Parameter Ammonium-Stickstoff $\text{NH}_4\text{-N}$ wies eine erhöhte Anzahl von Überschreitungen der zulässigen Ablaufkonzentration von maximal 5 mg/L bei Temperaturen über 8 °C auf: 43 (2012), 8 (2013), 20 (2014), 50 (2015), 15 (2016). Der vorgegebene Mindestreinigungswirkungsgrad für den Gesamtstickstoff im Jahresmittel von 70 % bei Temperaturen über 12 °C wurde dabei allerdings mit Werten zwischen 72,9 und 75,4 % ebenfalls wieder deutlich eingehalten.

Zusammenfassend kann daher nach diesen Analysen festgestellt werden, dass die Kläranlage Graz trotz häufiger Überschreitungen der maximalen BSB_5 -Zulaufstofffrachten die Ablaufgrenzwerte bei den Kohlenstoffsummenparameter sowie auch beim Gesamtphosphor immer noch deutlich einhält. Probleme gibt es aufgrund der Belastungssituation allerdings zeitweise mit der Nitrifikation, wo der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Grenzwert von 5 mg/L bei Temperaturen über 8 °C in den Jahren 2012 mit 43-mal und 2015 mit 50-mal häufiger überschritten wurde, wie das gemäß der 1. AEV für kommunales Abwasser zulässig ist.

4.3 Festlegung der zukünftigen Ausbaugröße der Kläranlage

Für die Erweiterung der Kläranlage Graz wurde im Rahmen der im November 2017 abgeschlossenen Grundlagenermittlung schließlich die Periode Juli 2016 – Juni 2017 herangezogen, in der die Kläranlage auf BSB_5 -Basis im Durchschnitt mit 590.270 EW_{60} und einem 85 %-Perzentilwert von 710.171 EW_{60} belastet war. Ausgehend von diesem 85 %-Perzentilwert wurde die zukünftige Entwicklung im Einzugsgebiet der Kläranlage für einen Planungshorizont bis 2034 noch um eine abgeschätzte Zuwachsrate von 14,7 % erhöht, woraus sich die jetzt angestrebte Ausbaugröße von **815.000 EW_{60}** ergibt.

5 Planungsstand zur Erweiterung der Kläranlage Graz

Unter Berücksichtigung der im Rahmen der Grundlagenermittlung erfassten zukünftigen Entwicklung soll die Kläranlage Graz nun für eine Anschlussgröße von 815.000 EW_{60} ausgebaut werden. Die erforderliche Erweiterung bezieht sich dabei allerdings nur auf die schmutzfrachtdefinierten Anlagenteile (Belebungsbecken). Die hydraulisch definierten Anlagenteile (belüfteter Fett- und Sandfang, Vorklärbecken, Kläranlagen-Pumpwerke und Nachklärbecken) können im Wesentlichen weiter betrieben werden, da sich der maximale hydraulische Zufluss zur Kläranlage nicht ändern wird.

5.1 Dimensionierung der biologischen Stufe

Die Bemessung der biologischen Stufe beruht auf den aktuellen 85%-Werten im Ablauf der Vorklärung erhöht um die oben beschriebene Zuwachsrate für den Planungshorizont 2034.

Entsprechend DWA-A 198 ist der klärtechnische Nachweis für die niedrigste und höchste Abwassertemperatur im Ablauf des biologischen Reaktors (2-Wochen-Mittel) zu führen. Im Rahmen der Grundlagenermittlung wurden die minimalen und maximalen Abwassertemperaturen folgendermaßen ausgewertet (siehe Tabelle 6).

Tabelle 6: Auswertung der minimalen und maximalen Abwassertemperaturen im Ablauf der Belebungsstufe auf Basis von 2-Wochenmittelwerten

	Min 2-Wochenmittel	Max 2-Wochenmittel
	°C	°C
2016	12,57	21,82
2017	12,62	21,36

Auf der Kläranlage Graz liegen die minimalen Abwassertemperaturen im Winter und lagen allerdings in den ausgewerteten Jahren stets über 12 °C. Auf einen klärtechnischen Nachweis bei Abwassertemperaturen unter 12 °C kann daher verzichtet werden.

Auf Grundlage der ermittelten Daten wurden schließlich die Nachweise für Abwassertemperaturen von 12°C, 15°C und 20°C geführt.

5.1.1 Berücksichtigung der ZSK-Entleerungsergebnisse

Für die Bemessung der Kläranlage wurde jener Entleerungslastfall berücksichtigt, bei dem das gesamte aktivierbare ZSK-Speichervolumen von 94.000 m³ (Vollausbau) inkl. den 12.000 m³ des bereits vorhandenen MÜBs vor der Kläranlage, d. h. in Summe 106.000 m³ Speichervolumen, innerhalb von 24 Stunden zur Kläranlage entleert wird, um ev. auftretende Geruchsprobleme aus dem ZSK zu vermeiden. Für den dabei gleichzeitig stattfindenden Trockenwetterzufluss während der Entleerung wurde für die Bemessung ein maximal möglicher Trockenwetterzufluss von 90.000 m³/d angenommen, um auch einen zukünftigen Anstieg zu berücksichtigen.

Für die Dynamik des täglichen Trockenwetterzulaufs wurden die Ergebnisse der von der TU Graz durchgeführten Trockenwetteranalysen berücksichtigt (siehe Abbildung 5). Die Entleerung des ZSKs kann dabei zukünftig durch Steuerung des Überlaufwehres (gravitative Entleerung) bzw. über die Entleerungspumpen am MÜB an den Tagesgang des Trockenwetterzulaufs angepasst werden. Daraus

lässt sich für die Bemessung das in der Tabelle 7 und Abbildung 7 dargestellte Entleerungsszenarium generieren, bei welchem die Kläranlage während der 24 Stunden der Entleerung hydraulisch relativ konstant mit 2.286 L/s belastet wird.

Tabelle 7: Entleerungsszenarium bei $Q_{d,TW,max} = 90.000 \text{ m}^3/\text{d}$ und einer vollständigen Entleerung des ZSK + MÜB = 106.000 m^3 innerhalb von 24 Stunden

Uhrzeit	Dauer	$Q_{d,TW,max}$		$Q_{ZSK+MÜB}$		Gesamtzufluss	
		Q [L/s]	V [m ³]	Q [L/s]	V [m ³]	Q [L/s]	V [m ³]
0 h		1.070	0	1.200	0	2.270	0
2 h	2 h	770	7.704	1.500	8.640	2.270	16.344
4 h	2 h	620	5.544	1.650	10.800	2.270	16.344
6 h	2 h	570	4.464	1.700	11.880	2.270	16.344
8 h	2 h	715	4.104	1.572	12.240	2.287	16.344
10 h	2 h	1.415	5.148	850	11.320	2.265	16.468
12 h	2 h	1.365	10.188	900	6.120	2.265	16.308
14 h	2 h	1.265	9.828	1.000	6.480	2.265	16.308
16 h	2 h	1.215	9.108	1.050	7.200	2.265	16.308
18 h	2 h	1.165	8.748	1.100	7.560	2.265	16.308
20 h	2 h	1.215	8.388	1.050	7.920	2.265	16.308
22 h	2 h	1.115	8.748	1.150	7.560	2.265	16.308
24 h	2 h	1.065	8.028	1.200	8.280	2.265	16.308
Summe:	24 h	Summe:	90.000 m³	Summe:	106.000 m³	Summe:	196.000 m³

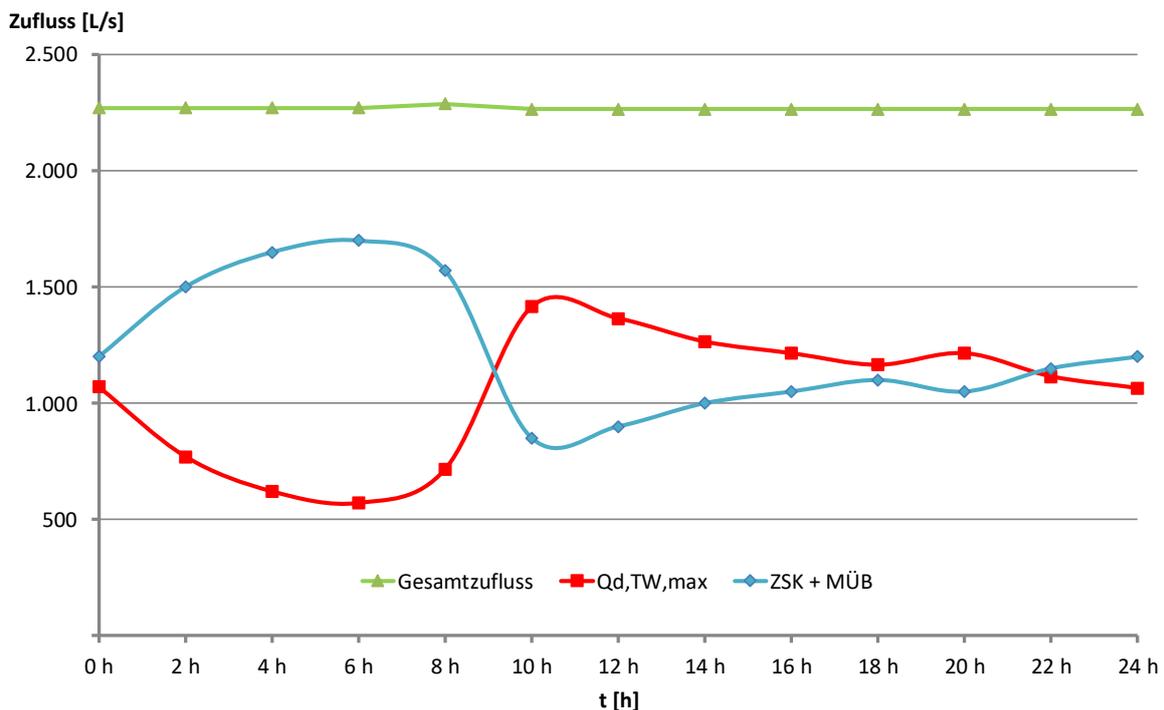


Abbildung 7: Entleerungsszenarium bei $Q_{d,TW,max} = 90.000 \text{ m}^3/\text{d}$ und einer vollständigen Entleerung des ZSK + MÜB = 106.000 m^3 innerhalb von 24 Stunden.

Für die Frachtab-schätzungen für dieses Entleerungsszenarium wurden zum einen die prognostizierten Zulauf-frachten für den Planungshorizont 2034 und zum anderen die von der TU Graz abgeschätzten mittleren Entleerungsfrachten beim ZSK-Vollausbau (siehe Tabelle 5) miteinander addiert. In der Tabelle 8 sind die

einzelnen Bemessungsfrachten für das Entleerungsszenarium bei $Q_{d,TW,max} = 90.000 \text{ m}^3/\text{d}$ und einer vollständigen Entleerung des ZSK + MÜB (106.000 m^3) innerhalb der angestrebten Entleerungszeit von 24 Stunden dargestellt.

Tabelle 8: Angenommene Zulauffrachten für das Entleerungsszenarium der gesamten 106.000 m^3 ZSK+MÜB-Speichervolumen innerhalb der angestrebten 24 Stunden Entleerungszeit bei $Q_{d,TW,max} = 90.000 \text{ m}^3/\text{d}$

Parameter	Zulauffracht 2034 85 %-Wert TW/RW	Zulauffracht ZSK TUG-Abschätzung	Gesamte Zulauffracht 85 %-Wert + TUG
CSB	85.629 kg/d	34.200 kg/d	119.829 kg/d
BSB ₅	48.874 kg/d	17.100 kg/d	65.974 kg/d
N _{ges}	6.368 kg/d	1.402 kg/d	7.770 kg/d
P _{ges}	943 kg/d	245 kg/d	1.188 kg/d

5.1.2 Untersuchte Lastfälle für die Dimensionierung der Belebungsbecken

In der nachfolgenden Tabelle 9 werden die untersuchten 9 Lastfälle für die Dimensionierung der Belebungsbecken tabellarisch zusammengefasst.

Tabelle 9: Die 9 untersuchten Lastfälle für die Dimensionierung der Belebungsbecken

Temperatur	TW	RW	TW + ZSK
12 °C	LF 4	LF 5	LF 6
15 °C	LF 7	LF 8	LF 9
20 °C	LF 10	LF 11	LF 12

Dabei wird mit „TW + ZSK“ jeweils das im Kapitel 5.1.1 beschriebene ZSK-Entleerungsereignis angesetzt.

In der Tabelle 10 sind die Bemessungsergebnisse der 9 untersuchten Lastfälle für die Dimensionierung des erforderlichen Belebungsbeckenvolumens zusammengefasst, woraus der Lastfall 4 mit Nitrifikation und Denitrifikation bei 12 °C als maßgeblicher Lastfall für die Dimensionierung der Belebungsbecken hervorgeht. Daraus resultiert ein erforderliches Belebungsbeckengesamtvolumen von **83.448 m³**.

Tabelle 10: Zusammenfassung der Ergebnisse der 9 untersuchten Lastfälle für die Dimensionierung des erforderlichen Belebungsbeckenvolumens

	Temp.	Fracht	RV	TS _{BB}	Beckenvolumen [m ³]		Erforderliches Volumen
			[-]	kg/m ³	DN	N	
Lastfall 4	12 °C	TW	0,76	3,92	39.221	44.227	83.448
Lastfall 5	12 °C	RW	0,76	3,92	6.327	46.400	52.727
Lastfall 6	12 °C	TW + ZSK	0,76	3,92	20.693	55.948	76.641
Lastfall 7	15 °C	TW	0,76	3,92	33.314	33.314	66.628
Lastfall 8	15 °C	RW	0,76	3,92	4.830	35.419	40.249
Lastfall 9	15 °C	TW + ZSK	0,76	3,92	16.038	42.281	58.319
Lastfall 10	20 °C	TW	0,76	3,92	21.620	20.772	42.392
Lastfall 11	20 °C	RW	0,76	3,92	2.931	21.910	24.841
Lastfall 12	20 °C	TW + ZSK	0,76	3,92	10.315	26.525	36.840

Im Rahmen des klärtechnischen Nachweises für die Nachklärung wurde auch der mögliche Feststoffgehalt TS_{BB} in der Belebung berechnet und ergab sich dort mit einem Wert von TS_{BB} = 3,92 g/L, der auch für die Dimensionierung des erforderlichen Belebungsbeckenvolumens angesetzt wurde. Bei allen 9 Lastfällen wurde das gleiche Rücklauf-Verhältnis (RV) verwendet, so dass auch der Feststoffgehalt in den Belebungsbecken immer gleich (3,92 g/L) ist.

Der Tabelle 10 kann entnommen werden, dass bei Trockenwetterabfluss (Lastfall 4, 7 und 10) das jeweils größte Beckenvolumen benötigt wird. Dies ist darin begründet, dass bei Trockenwetterabfluss die Eliminationsleistung am höchsten sein muss.

Bei Regenwetter (Lastfälle 5, 8 und 11) wird durch den hohen Abfluss mehr Stickstoff ausgetragen, so dass rechnerisch weniger DN-Volumen erforderlich ist.

Bei der Entleerung des ZSK (Lastfälle 6, 9 und 12) wird trotz der hohen Fracht weniger Beckenvolumen als beim reinen Trockenwetterabfluss benötigt, was damit begründet werden kann, dass bei diesem Betriebsfall die Stickstoffbelastung in Bezug auf die hydraulische Belastung relativ gering ist.

Der Tabelle 10 kann auch entnommen werden, dass mit steigender Abwassertemperatur weniger Beckenvolumen erforderlich wird. Um diesem Umstand entgegenzuwirken, kann der Feststoffgehalt in den Belebungsbecken bei höheren

Temperaturen reduziert werden. Dies kann dadurch erreicht werden, dass die Förderleistung der Rücklaufschlammumpen gedrosselt werden kann, was auch zu Energieeinsparungen führt.

Zusätzlich reduziert sich bei einem geringeren Feststoffgehalt im Belebtschlamm auch der erforderliche Sauerstoffeintrag, so dass sich auch hieraus Kosteneinsparungen ergeben sollten.

5.1.3 Geplante Ausgestaltung der Belebungsbeckenerweiterung

Auf Basis des maßgebenden Lastfalls 4 ergibt sich ein erforderliches Gesamtbelebungsbeckenvolumen V_{BB} von 83.448 m³. Zieht man davon das dzt. schon vorhandene V_{BB} von 51.920 m³ ab, resultiert daraus ein zusätzlicher Volumenbedarf von 31.528 m³. Vorgesehen ist dafür nun der Neubau eines Belebungsbeckens „Bio 4“ bestehend aus 8 Kaskaden mit einem Volumen von jeweils 3.970 m³ (Gesamtvolumen 31.760 m³).

Die biologische Stufe besteht dzt. aus 3 Teilen, die jeweils in Serie und in zwei parallelen Straßen durchflossen werden:

Bestand:	Bio 1	20.500 m ³
	Bio 2	15.300 m ³
	Bio 3	16.120 m ³
	Gesamt	51.920 m ³

Zukünftig:	+ Bio 4	31.760 m ³
-------------------	---------	-----------------------

Davon werden zukünftig die Bio 4 und die Beckengruppe Bio 2/3 parallel beaufschlagt und betrieben werden. Die Bio 4 wird als 2-straßiges Kaskadenbecken mit insgesamt 8 Kammern (Kaskaden) ausgeführt werden. Die Umwälzung der einzelnen Kaskaden erfolgt über vertikale Rührwerke. Der Ablauf der Bio 4 wird an den Freispiegelkanal zwischen dem Ablauf der Bio 3 und dem Verteilbauwerk der Nachklärung angeschlossen werden. Das für den Betrieb der Bio 4 erforderliche Rezirkulationspumpwerk (getauchte Propellerpumpen) wird stirnseitig an der Bio 4 angebaut werden. Die Förderung der Rezirkulation in die Bio 1 erfolgt über zwei gedückte Kanäle DN 1000 (unter der MÜSE und dem Kollektor), welche in die Bio 1 einmünden.

6 Danksagung

Unser Dank geht an die Verantwortlichen der Holding Graz Wasserwirtschaft, welche die Durchführung dieser Studie ermöglicht und über die gesamte Projektlaufzeit auch tatkräftigst unterstützt haben. Einen ganz besonderen Dank wollen wir den Mitarbeitern der Kläranlage Graz und dem Planungsteam der IG VATTER SAG, sowie auch dem Labor-, Messtechnik- und IT-Team am Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau der TU Graz aussprechen.

7 Literatur

- AEV (1996). 1. Allgemeine Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft.
- ATV-DVWK (2003). Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 - Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, Germany.
- Branisavljevic N., Prodanovic D. und Pavlovic D. (2010). Automatic, semi-automatic and manual validation of urban drainage data. *Water Science and Technology*, 62(5), 1013–1021.
- Brzezińska A., Zawilski M. und Sakson G. (2016). Assessment of pollutant load emission from combined sewer overflows based on the online monitoring. *Environmental Monitoring and Assessment*, 188 (9).
- Caradot N., Sonnenberg H., Rouault P., Gruber G., Hofer T., Torres A., Pesci M. und Bertrand-Krajewski J.-L. (2015). Influence of local calibration on the quality of online wet weather discharge monitoring: feedback from five international case studies. *Water Science and Technology*, 71 (1), 45–51.
- Gruber, G., Hochedlinger, M. und Kainz, H. (2004). Quantifizierung von Schmutzfrachten aus Mischwasserentlastungen mit online-Messtechnik, *Wiener Mitteilungen*, Band 187 (2004).
- Gruber, G.; Winkler, S.; Pressl, A.: (2005). Continuous monitoring in sewer networks an approach for quantification of pollution loads from CSOs into surface water bodies, *Water Science & Technology* 52 (12), 2005, pp 215-223.
- Gruber, G., Bertrand-Krajewski, J.-L., De Benedittis, J., Hochedlinger, M. and Lettl, W. (2006). Practical aspects, experiences and strategies by using UV/VIS sensors for long-term sewer monitoring, *Water Practice & Technology* 001:01 (2006).
- Gujer W. (2013). *Siedlungswasserwirtschaft*, Springer-Verlag.
- Gruber G., Pichler M., Hofer T., Maier R. und Clara M. (2020). Die Beprobung von Jahresschmutzfrachten in einem Mischwasser- und einem Niederschlagswasserkanal bei Regenwetter. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*. Volume 74, Issue 5-6/20. Springer-Verlag GmbH Austria. <https://doi.org/10.1007/s00506-020-00658-9> (Open Access).

- Kainz H., Sprung W., Maurer G., Pirkner W., Gamerith V. und Gruber G. (2011). Speicherkanäle für die Mischwasserbewirtschaftung in Graz. *Aqua Urbanica* 2011. Graz, Austria, 44.
- Langergraber G., Fleischmann N. und Hofstaedter F. (2003). A multivariate calibration procedure for UV/VIS spectrometric quantification of organic matter and nitrate in wastewater. *Water Science and Technology*, 47(2), 63–71.
- Lepot M., Torres A., Hofer T., Caradot N., Gruber G., Aubin J.-B. und Bertrand-Krajewski J.-L. (2016). Calibration of UV/Vis spectrophotometers: A review and comparison of different methods to estimate TSS and total and dissolved COD concentrations in sewers, WWTPs and rivers. *Water Research*, 101, 519–534.
- Metadier M. und Bertrand-Krajewski J. L. (2011). Assessing dry weather flow contribution in TSS and COD storm events loads in combined sewer systems. *Water Science and Technology*, 63(12), 2983–2991.
- ÖWAV (2007). ÖWAV-Regelblatt 38: Überprüfung stationärer Durchflussmess-einrichtungen auf Abwasserreinigungsanlagen, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Vienna, Austria.
- Winkler S., Rieger L., Saracevic E., Pressl A. und Gruber G. (2004). Application of ion-sensitive sensors in water quality monitoring. *Water Science and Technology*, 50(11), 105–114.

Korrespondenz an:

Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Günter GRUBER

Technische Universität Graz, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und
Landschaftswasserbau
Stremayrgasse 10/I, 8010 Graz, Österreich

Tel.: +43 316 873 8373

E-Mail: guenter.gruber@tugraz.at

Das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198: Anwendung und gegenwärtiger Stand der Überarbeitung

André Spindler

Abstract: Das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 definiert seit 2003 den Stand der Technik zur Herleitung der Bemessungswerte für Abwasseranlagen. Es befindet sich derzeit in der Überarbeitung. Durch die enge Verknüpfung mit dem Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) ergeben sich wechselseitige Abhängigkeiten, die eine losgelöste Betrachtung der einzelnen Arbeitsblätter erschweren. Dies wirkt sich nachteilig auf die Möglichkeiten einer Digitalisierung (softwaretechnischen Umsetzung) der Berechnungsvorschriften aus.

Key Words: DWA-Regelwerk, Bemessung, Datenauswertung, Digitalisierung

1 Einleitung

Das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 mit dem Titel „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ wurde von der ad-hoc-Arbeitsgruppe „Bemessungsgrundlagen für Abwasseranlagen“ durch Mitglieder der ATV-DVWK-Hauptausschüsse ES (Entwässerungssysteme) und KA (Kommunale Abwasserbehandlung) unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. R. Kayser erarbeitet und im Jahr 2003 veröffentlicht.

Ein wesentliches Ziel war die Abstimmung von Begriffen und Bezeichnungen (Kurzzeichen) wichtiger Kenngrößen an der Schnittstelle zwischen Entwässerungssystem und Kläranlage. Bereits in der Vorbemerkung heißt es schon damals:

„Nachdem immer mehr Kommunen und sonstige Betreiber Datenbanken verwalten, in denen viele Grundlagendaten für wasserwirtschaftliche Planungen vorgehalten werden, kommt einer eindeutigen Definition und einheitlichen Weiterverarbeitung dieser Daten besondere Bedeutung zu.“

Mit Blick auf die heutige Aktualität des Themas Digitalisierung kann diese Forderung durchaus als visionär bezeichnet werden.

Die Bedeutung, die bereits vor über 15 Jahren einer sauberen Trennung von Ermittlung und Anwendung der Bemessungsgrundlagen beigemessen wurde, kommt auch darin zum Ausdruck, dass sich bereits das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (2000), Vorläufer des heutigen Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) in Kapitel 4 (Bemessungsgrundlagen) explizit auf das erst drei Jahre später erscheinende ATV-DVWK-A198 bezieht.

Die Zielsetzung des ATV-DVWK-A 198 ist eindeutig formuliert, es „... wird das Ziel verfolgt, übergreifend für alle Arbeits- und Merkblätter [...] die Herleitung von Werten [...] soweit möglich und zweckmäßig zu vereinheitlichen“. Dies kann nur erreicht werden, wenn eine möglichst vollständige Trennung der Herleitung und der Anwendung dieser Werte angestrebt wird.

Ein weiteres wesentliches Ziel bestand in der integrierten Betrachtung von Kanal und Kläranlage. So galt bis zur Veröffentlichung des ATV-DVWK-A 198 entsprechend ATV-DVWK-A 131 (1991) für die Ermittlung des maximalen (Mischwasser-) Zuflusses vergleichsweise starr die Regelung $Q_m = 2 \cdot Q_s + Q_f$. Die Änderung auf $Q_M = f_{Sp,S} \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,pM}$ (mit dem je nach Größenklasse unterschiedlich variablen Spitzenfaktor $f_{Sp,S}$) erlaubte nun eine „... Optimierung zwischen dem erforderlichen Speichervolumen in der Kanalisation und der Belastbarkeit der Kläranlage“ womit eine „formale Randbedingung für eine integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage“ erfüllt wurde (Seggelke und Rosenwinkel, 2004). Im Regelfall führte die geänderte Ermittlung des zulässigen Mischwasserzuflusses zu einer Erhöhung der behandelten Wassermenge.

Eine weitere Änderung betraf die Einführung des CSB als Leitparameter mit der Absicht, den Aufwand für zusätzliche Analysen (insbesondere P, TKN) zu reduzieren. Darüber hinaus wurde die Methode der gleitenden 21-Tage-Minima zur Bestimmung des Trockenwetterabflusses eingeführt.

Derzeit wird das ATV-DVWK-A 198 von der DWA-Arbeitsgruppe KA-6.4 überarbeitet. Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich zunächst anhand der Grundlagenermittlung für die Bemessung einstufiger Belebungsanlagen nach DWA-A 131 mit der gegenwärtigen Umsetzung des Prinzips der Trennung von Herleitung und Verwendung der Bemessungswerte. Anschließend wird ein Einblick in den aktuellen Stand der Überarbeitung des Regelblattes gegeben. Zum Abschluss erfolgt eine Diskussion der Anforderungen an die Datenauswertung im Kontext der Digitalisierung.

2 Anwendung des ATV-DVWK-A 198

Die Anwendung des ATV-DVWK-A 198 orientiert sich im Hinblick auf die Herleitung der Bemessungskonzentrationen bzw. -frachten stark an der „Philosophie“ des ATV-DVWK-A 131 (2000), dem zur Zeit seiner Erstellung gültigen Arbeitsblatt für die Bemessung einstufiger Kläranlagen. Dementsprechend spielen Aufzeichnungen der Temperatur (vorzugsweise im Ablauf des Belebungsbeckens) eine maßgebliche Rolle zur Unterscheidung der Bemessungslastfälle (Bemessungstemperatur, maximale Temperatur, minimale Temperatur).

2.1 Anforderungen an die Datenbasis

Es werden drei „Qualitäten“ der Verfügbarkeit von Messwerten unterschieden. Im Regelfall liegen der Bemessung 2-Wochenmittel (2WM) der täglichen Zulauffrachten zu Grunde. Es ist ausreichend, die 2WM zur Zeit der für den jeweiligen Lastfall maßgebenden Temperaturen sowie eventuelle Sonderlastfälle zu bestimmen. Für aerob stabilisierende Anlagen gilt Gleiches analog für das 4-Wochenmittel (4WM) der täglichen Zulauffrachten. Für die Zeiträume der Berechnung der 2WM (bzw. 4WM) wird eine Messwertdichte von 4 verwertbaren Messungen pro Woche gefordert und gleichzeitig darauf hingewiesen, dass dazu sicherheitshalber mindestens 5 Messungen durchgeführt werden sollten.

Nur „hilfsweise“ ist die Ermittlung der Bemessungswerte aus den 85%-Perzentilen der Zulauffrachten zulässig, wobei mindestens 40 Werte aus maximal 3 Jahren verwendet werden sollen. Bei ausgeprägten saisonalen Unterschieden gilt dies für jeden Lastfall separat. Lediglich für Tropfkörper und Rotationstauchkörper stellt die Bemessung aus den 85%-Perzentilen den Regelfall dar.

Doch auch die Bemessung nach Erfahrungswerten (einwohnerspezifische Schmutzfrachten, Tabelle 1) findet Berücksichtigung und ist zulässig, falls nicht genügend Messwerte vorhanden und ihre Erhebung zu aufwendig ist, wobei angenommen werden darf, dass sich diese Regelung hauptsächlich auf (sehr) kleine Anlagen bezieht.

Die Historie der in Tabelle 1 des ATV-DVWK-A 198 angegebenen einwohnerspezifischen Frachten ist dabei sehr interessant. Sie werden als 85%-Werte bezeichnet, so wie auch im ATV-DVWK-A 131 (2000). Dieselben einwohnerspezifischen Frachten waren allerdings ursprünglich einmal von Imhoff als Mittelwerte ermittelt worden. Schalk (2017) hat diese Entwicklung umfassend recherchiert und kommt zu dem Ergebnis, dass die Bezeichnung als

85%-Perzentile defacto einer Absenkung der einwohnerspezifischen Zulauffrachten entspricht. Auf diesen Umstand wird in Kapitel 3 noch einmal eingegangen.

2.2 Erforderliche Beprobungshäufigkeit

Interessant ist ein Vergleich der sich aus den Forderungen an die Verfügbarkeit von Messwerten ergebenden **Beprobungshäufigkeiten** mit denen aus der Eigen- und Fremdüberwachung. In Deutschland ist die Eigenüberwachung in Verordnungen der Bundesländer geregelt. In Nordrhein-Westfalen gilt beispielsweise selbst bei Anlagen der Größenklassen III und IV lediglich eine Verpflichtung zu einer einzigen 24h-Mischprobe im Zulauf pro Woche. Auf Grundlage dieser Daten (ohne zusätzliches Messprogramm) ist also lediglich eine Bemessung nach 85%-Perzentilen möglich.

In Österreich ergeben sich aufgrund der größeren Bedeutung der Eigenüberwachung für die Grundlagenermittlung günstigere Messhäufigkeiten: Zumindest für Anlagen der Größenklasse IV stehen Messwerte der CSB-Konzentration infolge der Vorgabe einer anteiligen Frachtreduktion (um 85%) werktäglich sowohl im Zu- als auch im Ablauf zur Verfügung. In Verbindung mit der Einführung des CSB als Leitparameter können von diesen Anlagen für alle Bemessungsfrachten arbeitsblattkonforme 2WMP über das gesamte Jahr berechnet werden.

Für österreichische Anlagen der Größenklassen III und kleiner ist, ebenso wie für die meisten deutschen Anlagen, für eine Bemessung nach 2WM (bzw. 4WM) eine **Intensivierung der Beprobungshäufigkeit** in den (durch die Temperatur definierten) Zeiträumen der Bemessungslastfälle erforderlich. Auch im Hinblick auf die Ermittlung der Stoßfaktoren (Stickstoff, CSB) sind zusätzliche Messungen unvermeidbar.

2.3 Wahl der Zeiträume für die Bemessungslastfälle

Exakte Vorgaben für das korrekte Vorgehen bei der Wahl der höchsten und niedrigsten Temperatur in den entsprechenden Bemessungslastfällen macht das ATV-DVWK-A 198 nicht. Im Beispiel des Anhang C werden die Daten der drei zurückliegenden Jahre herangezogen. Dieser Umfang kann somit als Richtwert interpretiert werden, wobei angesichts der allgemeinen Forderung nach kontinuierlicher Aufzeichnung von Temperaturdaten in den meisten Fällen auch längere Zeitreihen verfügbar sein dürften. Je mehr Jahre die verwendeten Temperaturganglinien umfassen, desto extremer können allerdings Jahresminima und Jahresmaxima der Temperatur, selbstverständlich auch im 2-Wochen-Mittel, ausfallen. Auf die Auswahl der richtigen Zeiträume (Kalenderwochen) für die

Intensivbeprobung sollte ein umfangreiche Temperaturdatenbasis dagegen nur vergleichsweise geringe Auswirkung haben.

2.4 Fazit: keine vollständige Trennung zwischen Herleitung und Anwendung

Es bleibt festzuhalten, dass die Anwendung des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 198 in Bezug auf die Herleitung der Bemessungswerte für Belebungsanlagen ohne Kenntnis des Bemessungsvorgangs schwer vorstellbar wenn nicht unmöglich ist. So werden zum Beispiel in ATV-DVWK-A 198 konsequent stets beide, 2WM und 4WM benannt, eine Begründung für die Unterscheidung wird jedoch nicht explizit gegeben. Diese findet ein unwissender Leser erst bei der Lektüre des DWA-A 131, durch den Hinweis am Ende des Kapitels 4.1, dass „die maßgebenden Frachten ... als Mittelwerte einer Periode gebildet [werden], die der Größe des Schlammalters entspricht“ und vereinfachend 2WM für denitrifizierende Anlagen und 4WM für aerobe Stabilisierungsanlagen gewählt werden können. Auch enthält das Arbeitsblatt DWA-A 131 selbst in seiner jüngsten Fassung (2016) ein Kapitel 4 (Bemessungsgrundlagen), stützt sich also nicht ausschließlich auf das ATV-DVWK-A198. Doch selbst damit ist die „Herleitung von Bemessungswerten“ nicht erschöpfend behandelt. So heißt es am Anfang von Kapitel 6.2 des DWA-A 131 (Schlammindex und Eindickzeit) völlig korrekt: „Die richtige Annahme des Schlammindexes ist für die Bemessung der Nachklärung von besonderer Bedeutung“. Dieser besonderen Bedeutung wird durch die darauf folgenden Hinweise zur Wahl des Bemessungs-ISV (85%-Perzentile bzw. unscharfe Tabellenwerte) jedoch kaum Rechnung getragen, was erfahrungsgemäß ohne größeren Aufwand auch kaum möglich ist. Das ATV-DVWK-A 198 geht auf den ISV dagegen überhaupt nicht ein, erhebt also scheinbar gar nicht den Anspruch auf die Herleitung *sämtlicher* Bemessungswerte.

Inwiefern eine vollständige(re) Trennung zwischen Herleitung und Anwendung der Bemessungsgrundlagen anzustreben sei, kann durch einen einzelnen Beitrag wie diesen nicht geklärt werden, eine breite Diskussion darüber wäre jedoch wünschenswert. Kapitel 4 nimmt auf dieses Thema noch einmal aus dem Blickwinkel der Digitalisierung Bezug.

3 Überarbeitung des ATV-DVWK-A 198, aktueller Stand

Die DWA-Arbeitsgruppe KA-6.4 „Bemessungswerte für Abwasseranlagen“ nahm ihre Arbeit 2017 auf. Spätestens seit der Überarbeitung des DWA-A 131 (2016) war (nicht zuletzt durch die bestehenden Querverbindungen) eine Anpassung des mittlerweile 17 Jahre alten Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 198 sinnvoll und wünschenswert geworden. Da die Arbeit im KA-6.4 noch nicht abgeschlossen ist, wird hier nur kurz skizziert, welche wesentlichen Änderungen bzw. Anpassungen zu erwarten sind.

Neu strukturiert wird das Kapitel 2 (Kurzzeichen), das nun auch die bisher in Anhang A aufgeführten Flächenkennwerte enthalten soll. Eine weitere Konsolidierung der Kurzzeichen sowie der Regeln zu ihrer Bildung wurde diskutiert und ist möglich.

Naheliegender ist die Aufnahme der Fraktionierung des CSB, wie sie im DWA-A 131 (2016) eingeführt wurde. Eine stärkere Berücksichtigung sollen die Datengrundlagen für die Simulation (biologische Abwasserreinigung, Kanalnetz, CFD) finden.

Deutlich komplexer fiel die von T. Gehring vorgenommene Untersuchung der einwohnerspezifischen Zulauffrachten aus (Gehring und Hobus 2019). Dazu wurden Daten von 127 kommunalen Kläranlagen ausgewertet. Die in Tabelle 1 (ATV-DVWK-A 198) angegebenen Werte konnten dadurch bestätigt werden, sie entsprechen jedoch dem Mittelwert, nicht dem 85%-Perzentil der zu erwartenden Belastung. Damit bestätigen diese Untersuchungen die ursprünglich von Imhoff angegebenen Werte. Für die Umrechnung der mittleren einwohnerspezifischen Zulauffrachten in 85%-Perzentile wird die Einführung eines festen Faktors diskutiert.

Bereits absehbar ist eine Gleichstellung der Bemessung nach 85%-Perzentilen mit der Bemessung nach 2WM bzw. 4WM. Dabei ist jedoch eine deutliche Erhöhung des Probenumfangs vorgesehen. Der bisherige Umfang von 40 Werten aus bis zu drei Jahren (entsprechend kaum mehr als einer Probe pro Monat) zeigte in den Untersuchungen von T. Gehring teilweise erhebliche Abweichungen vom wahren Jahresmittel (aus mindestens 50 Proben). Zusätzlich werden stärkere Vorgaben für eine gleichmäßige Verteilung der Proben über den geforderten Zeitraum getroffen.

Zuletzt sei noch auf die Festschreibung des Auswertungszeitraums für $Q_{d,konz}$, die fiktive tägliche Zulaufmenge bei Trockenwetter zur Berechnung der Bemessungskonzentrationen, hingewiesen. Diese hatte bisher lediglich Empfehlungscharakter („z. B. 6 Wochen“).

4 Datenauswertung im Kontext der Digitalisierung

Wie bereits eingangs zitiert, maßen bereits die Verfasser des ursprünglichen ATV-DVWK-A 198 der „eindeutigen Definition und einheitlichen Weiterverarbeitung“ digital erfasster Daten eine hohe Bedeutung bei. Dies gilt umso mehr aktuell in Zeiten der durchgreifenden Digitalisierung unserer Lebenswelt. Aus diesem Blickwinkel scheint es geradezu anachronistisch, dass auch heute noch kein branchenweit einheitlicher Standard für die Bezeichnung bzw. Verwaltung von Messdaten existiert.

Ein erheblicher Teil der geleisteten Ingenieursarbeit wird noch immer in das Sichten, Sortieren, Kontrollieren und u. U. Korrigieren von Messwerten investiert, die Planern und anderen Dienstleistern im jeweils „anlagenüblichen“ Format zur Verfügung gestellt werden.

Wenngleich es auch weiterhin jedem Betreiber freigestellt bleiben sollte, Messwerte anlagenintern so zu benennen, wie es Gewohnheit oder bessere Einsicht vorgeben, so wäre es mehr als hilfreich für externe Nutzer der Daten – von Dienstleistern über Behörden bis zu wissenschaftlichen Einrichtungen – wenn Datensätze in einem branchenweit gültigen Format zur Verfügung stünden. Nur dann wird es möglich sein, die positiven Seiten der Digitalisierung, vor allem die automatische Datenprüfung und Datenverarbeitung zum Vorteil aller Beteiligten einzusetzen.

In Österreich wurde hierfür mit der Überarbeitung des ÖWAV-Regelblattes 13 (2012) ein wichtiger Beitrag geleistet. Das Regelblatt benennt nahezu erschöpfend die verschiedensten gebräuchlichen Betriebsdaten und gibt systematische Kurzzeichen und weitere Eigenschaften dieser Daten vor. Ziel war es, eine „Grundlage für eine österreichweit einheitliche Gestaltung und Führung der Betriebsprotokolle“ zu erreichen. Der hohe Stellenwert der Eigenüberwachung in Österreich war sicher ein wesentlicher Treiber dieser Entwicklung.

Doch auch diese grundlegende Neuordnung zur Erfassung von Betriebsdaten wird nur ansatzweise den Möglichkeiten moderner Datenstandards gerecht. Allein für Zeitreihen, und um solche handelt es sich beim weit überwiegenden Teil der erfassten Daten, wurden weltweit bereits mehrere Standards vorgeschlagen. Eine Bachelorarbeit der TU Dresden aus dem Jahr 2018 (A. Walther) vergleicht diese Standards und kommt zu dem Schluss, dass der Standard des OGC (Open Geospatial Consortium), die Time Series Markup Language (TSML) am umfassendsten die vielfältigen praktischen Anforderungen an die Aufzeichnung von Betriebsdaten der Abwasserreinigung erfüllt (siehe Abb. 1).

Anforderung	EA-XML	ZRXP	WDTF	xHdyro	XDoc	TSML	ifcTS
verschiedene Namen	✗	✗	—	✗	—	+	—
eindeutige ID	—	+	—	+	+	+	+
Einheit	+	+	+	+	+	+	+
Probenhandling	—	✗	+	✗	+	+	+
	Entnahmepunkt	—	✗	+	—	+	+
	Entnahmezeitpunkt	✗	✗	+	✗	+	+
	Verarbeitungszeitpunkt	—	✗	—	✗	✗	+
Messgerätreferenz	+	+	+	+	+	+	+
Herkunft der Werte	+	✗	✗	✗	✗	+	+
Messmethode	+	✗	+	✗	—	+	+
Mapping auf Kläranlage	+	+	+	+	+	+	+
Gültigkeitsdauer	+	+	+	+	+	+	—
Ausreißer	—	—	—	—	—	+	—
Auflösung	+	—	✗	—	—	+	—
Umgang mit x-Stundenmessung	+	+	+	+	—	+	+
Umgang mit Werten, die keine ZR sind	+	+	+	+	+	+	+
Zeitreihen, die nichts mit Wasser zu tun haben	+	+	+	+	+	+	+

Abbildung 1: Übersicht über Zeitreihenstandards (Walther 2018).

Daten(format)standards sind so gestaltet, dass nicht zwingend jede mögliche Information auch vorhanden sein muss. Die Einhaltung eines Formates wie der TSML bedeutet also nicht unbedingt einen erhöhten Aufwand bei der Benutzung. Sie bietet jedoch viele Möglichkeiten. Durch die möglichst vollständige Beschreibung der Daten, die neben Ort und Zeit der Messung beispielsweise auch Informationen wie das angewendete Messverfahren, die Dauer der Messung (z.B. 24h-MP) oder die Art der Probenaufbereitung enthalten kann, sind diese Daten automatischen Auswertungen sehr viel leichter zugänglich. Automatische

Auswertungsalgorithmen können gezielt Datensätze mit bestimmten Eigenschaften auswählen, z.B. „alle Messungen von Stickstofffraktionen, die mit einer Auflösung von wenigstens 2 Stunden vor dem Zulauf zur Belebung (also Zulauf KA oder Ablauf VKB) von einem Analysator gemessen wurden“.

Sind Datensätze mit derartigen Informationen angereichert, wird eine völlig neue Art der Definition von Bemessungsregeln und Berechnungsvorschriften möglich. Es ließen sich beispielsweise über die verschiedensten Bemessungs-Regelblätter hinweg allgemeine gehaltene Bemessungsgrößen wie „die Bemessungs-Zulaufmenge bei Trockenwetter“ oder „die Bemessungs-Stickstofffracht bei der höchsten Bemessungstemperatur“ verwenden. Diese wären dann zentral zu definieren. Die Definition einer Bemessungsfracht könnte selbst Wahlmöglichkeiten wie „2WM bei ausreichender Messwertverfügbarkeit, sonst 85%-Perzentil“ in einer durch Computer interpretierbaren Form enthalten. Änderungen an der Definition der allgemein formulierten Bemessungsgrößen würden sich damit sofort in allen betroffenen Regelblättern auswirken.

Dadurch wird deutlich, dass die Trennung von Herleitung und Anwendung von Bemessungswerten erst dann ihr Potential wirklich ausschöpfen kann, wenn sie vollständig umgesetzt wird. Mit Blick auf die Bedeutung der Digitalisierung sollte die Umsetzung gezielt und zügig erfolgen.

5 Literatur

- ATV-DVWK (2003) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198 Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- Gehring, T. und I. Hobus. (2019) Belastungsermittlung für die Bemessung biologischer Stufen: 2 Wochenmittel-versus 85 Perzentil-Ansatz. DWA KläranlagenTage, Mess- und Relungstechnik in abwassertechnischen Anlagen (MSR), Bad Soden.
- ÖWAV. (2013) ÖWAV-Regelblatt 13 Betriebsdaten von Abwasserreinigungs-anlagen – Erfassung, Protokollierung und Auswertung. ÖWAV Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien.
- Schalk, T. (2017) Möglichkeiten zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer in ländlich strukturierten Gebieten durch Anpassung der Bemessungsgrundlagen und temporäre Aktivierung interner Reserven. Dissertation. TU Dresden.
- Seggelke, K.; Rosenwinkel, K. -H. (2004) Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage – Möglichkeiten durch das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198. Korrespondenz Abwasser 2004 (51) Nr. 8, 845-856.

- Spindler, A. (2019) Grundlegende Anforderungen an ein zukunftsfähiges Datenmanagement. DWA KläranlagenTage, Mess- und Relungstechnik in abwassertechnischen Anlagen (MSR), Bad Soden.
- Spindler, A. (2015) Redundante Prüfung von KA-Betriebsdaten als Basis für weitergehende Betrachtungen. Wiener Mitteilungen 232, 439-475.
- ATV (1991). Arbeitsblatt ATV-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten. ATV Abwassertechnische Vereinigung e.V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef.
- ATV-DVWK (2000). Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef.
- DWA (2016). Arbeitsblatt DWA-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsan. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- Walther, A. (2018) Modellierung, Anbindung und Auswertung von Messstellen in der Abwasserindustrie mit den Industry Foundation Classes. Bakkalaureatsarbeit, TU Dresden.

Korrespondenz an:

Dr. André Spindler PODM

ProzessOptimierung und DatenManagement für die Abwasserreinigung
Zur Quelle 9, 01731 Kreischa, Deutschland

Tel.: +49 351 462 3808

Mail: andre.spindler@szq9.de

Value Engineering als innovativer Lösungsansatz am Beispiel der Kläranlage Düren

Martin Kaleß, Joachim Reichert, Gerd Demny

Wasserverband Eifel-Rur

Eisenbahnstraße 5, 52353 Düren

Abstract: Value Engineering kann eingesetzt werden, um eine Vorzugslösung bei komplexen Projekten zu identifizieren. Beim Value Engineering steht die Optimierung des Werts eines Projekts im Vordergrund, der als Quotient von Nutzen und Kosten definiert ist. Neben der Theorie des Value Engineerings wird in diesem Beitrag auf die komplexen Herausforderungen der Kläranlage Düren eingegangen, für die mit Hilfe der vorgestellten Methodik eine zukunftsichere Vorzugslösung unter Einbindung externer Fachexpertise gefunden wurde.

Key Words: Value Engineering, Value Management, Identifizierung von Vorzugslösungen, Zukunftssicherung von Kläranlagen

1 Value-Engineering

Unter *Value Management* (VM) wird ein Managementstil / ein Führungsverhalten verstanden, das sich mit der Gestaltung und Realisierung von wertorientierten Zielen auf allen Managementebenen beschäftigt (DIN EN 12973, 2000; DIN EN 16271, 2013). Wird VM auf ein Projekt angewendet, spricht man einer VM-Studie oder einem *Value Engineering*-Verfahren (VE-Verfahren). Ziel eines solchen Verfahrens ist es, den Wert des Projekts zu steigern. Der Wert eines Projektes ist definiert als Quotient aus Nutzen und Kosten. Somit lässt sich der Wert durch die Erhöhung des Nutzens und / oder durch das Senken von Kosten steigern.

VE ist ein seit mehreren Jahrzehnten bewährtes, international anerkanntes Verfahren zur Entwicklung von ganzheitlichen Lösungen. VE zeichnet sich durch eine strukturierte und kreative Denkmethode aus, durch welche Ideen zu zuvor mittels Funktionenanalyse identifizierten Funktionen in interdisziplinären Gruppen generiert werden.

Die Anwendung der Funktionenanalyse ist charakteristisch für VE-Prozesse. Bei der Funktionenanalyse wird die klassische lösungsorientierte Denkweise

abgelegt. Vielmehr wird das funktionsorientierte Denken angewendet. Ein technisches System wird dabei in Funktionen zerlegt. Der Fokus liegt auf relevanten Funktionen. Unwichtige Funktionen werden aussortiert. Zur Realisierung der Funktionen werden anschließend Umsetzungsideen gesammelt, weiterentwickelt und hinsichtlich Funktionserfüllung, Kosten und Umsetzbarkeit intersubjektiv bewertet. Die bewerteten Ideen werden anschließend zu Lösungsvarianten kombiniert. Die bevorzugte Lösungsvariante wird abschließend anhand des höchsten kombinierten Werts ausgewählt. Kennzeichnend für die Methodik ist die grundsätzlich systematische Vorgehensweise in einzelnen Arbeitsschritten, das Denken in Wirkungen und Funktionen sowie die Trennung der kreativen Phase bei der Lösungssuche von der Bewertung der verschiedenen ermittelten Lösungsalternativen und der endgültigen Entscheidung für eine Lösung. (Sevis et al., 2017)

VE kann zu Beginn eines Projekts oder in einer späteren Projektphase angewendet werden. Mit zunehmenden Projektfortschritt nimmt die Beeinflussbarkeit der Projektkosten bzw. der technischen Lösungen meist ab, so dass in der Phase der Grundlagenplanung bzw. der Vorplanung der größte Einfluss auf den Wert eines Projekts genommen werden kann.

2 Kläranlage Düren und ihr Einzugsgebiet

2.1 Der Vorfluter Rur

Die Rur, namensgebender Fluss des Wasserverbands Eifel-Rur, entspringt in Belgien im Hohen Venn. Sie fließt zunächst durch das südliche Verbandsgebiet, die Nordeifel, die im Vergleich zum Umland hohe Jahresniederschlagssummen aufweist. Die Rur speist mit zahlreichen Nebenflüssen ein großes Talsperrensystem, welches wegen der vergleichsweise hohen Niederschläge in dieser Region zum Hochwasserschutz bzw. für die Aufhöhung des Niedrigwassers in Trockenzeiten und zur Rohwasserbereitstellung für die Trinkwasserversorgung der Region errichtet wurde. Im weiteren Verlauf wird die Rur zum Flachlandfluss. Im Kreis Düren dient sie zahlreichen Industrieunternehmen der Wasserversorgung. Die Rur mündet in den Niederlanden bei Roermond in die Maas.

Das Rurwasser hat aufgrund seiner Qualität vor hunderten Jahren bereits dazu geführt, dass sich insbesondere Papierindustrie im Einzugsgebiet der heutigen Kläranlage Düren angesiedelt hat. Die durch das Talsperrensystem sichergestellte Wasserführung der Rur in Trockenzeiten sowie der Schutz vor Hochwasser stellen weitere Standortvorteile aus Sicht der produzierenden Industrie an der Rur dar.

Die Kläranlage Düren leitet das gereinigte Abwasser in der Nähe der Ortschaft Merken in die Rur ein.

2.2 Verfahrenstechnik der Kläranlage Düren

Die KA Düren ist für 310.000 Einwohnerwerte ausgebaut und behandelt etwa 50 % kommunales und 50 % industrielles Abwasser.

Die Kläranlage Düren verfügt in der mechanischen Reinigungsstufe (1-3, siehe Abbildung 1) über einen Rechen, einen Sandfang und drei Vorklärbecken. Die biologische Abwasserreinigung findet in vier Belebungsbecken (7) statt. Jedes der baugleichen Becken verfügt über einen inneren, belüfteten Bereich und einen Außenring, der kaskadiert ist und dessen Volumen teilweise belüftet werden kann. In vier runden Nachklärbecken (9) erfolgt die Sedimentation des belebten Schlammes. Ein nachgeschalteter Filter (10) hält Suspensa zurück. Dem Ablauf des Filters ist eine UV-Anlage zwecks Keimreduktion nachgeschaltet.

Der anfallende Schlamm wird anaerob stabilisiert (21). Der ausgefaulte Schlamm wird in einer Monoklärschlammverbrennungsanlage (15-17) auf dem Kläranlagenstandort thermisch verwertet.

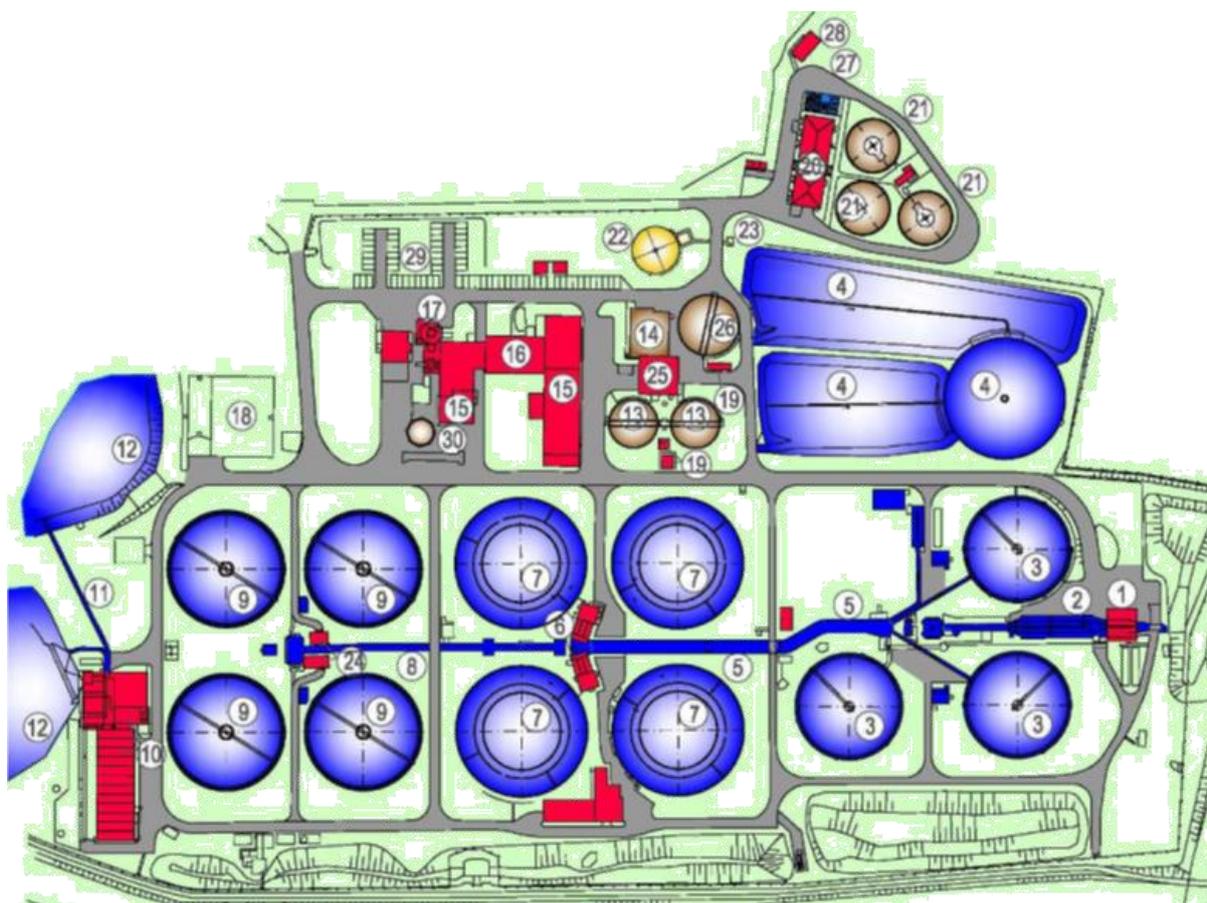


Abbildung 1: Lageplan Kläranlage Düren

Das Einzugsgebiet entwässert vornehmlich im Trennsystem; einige kleinere angeschlossene Ortschaften sind an das Mischsystem angeschlossen. Sofern der maximale Zulauf von 1.833 l/s zur Kläranlage überschritten wird, werden die drei Mischwasserstreckungsbecken (4, ein Betonbecken und zwei Erdbecken) der Kläranlage beschickt.

2.3 Herausforderungen der Kläranlage Düren

Der Handel mit Waren, die online über das Internet gekauft werden, steigt seit einigen Jahren stark an. Mit dem boomenden Onlinehandel geht eine Steigerung des Verpackungsaufkommens einher.

Die im Einzugsgebiet der Kläranlage Düren vorhandenen Papierfabriken produzieren Hygiene-, Spezial- und Verpackungspapiere. Letztere werden in steigendem Maße beim Versand von Waren benötigt. Die gestiegene Nachfrage führte auch bei Papierproduzenten im Einzugsgebiet der Kläranlage Düren zu deutlichen Erweiterungen der Produktionskapazität.

Das bei der Papierproduktion im Einzugsgebiet der Kläranlage Düren anfallende Abwasser wird teilweise vorbehandelt und zusammen mit kommunalem Abwasser über Sammler der Kläranlage zugeführt. Neben der dynamischen wirtschaftlichen Entwicklung ist ein moderater Bevölkerungszuwachs aufgrund der Lage zwischen den Ballungsräumen Köln und Aachen für das Einzugsgebiet der Kläranlage zu konstatieren.

Das gestiegene Produktionsaufkommen der Papierindustrie sowie das moderate Bevölkerungswachstum haben bereits in der Vergangenheit dazu geführt, dass die stofflichen Frachten im Zulauf zur Kläranlage über die Jahre angestiegen sind. Die tägliche Fracht des Summenparameters CSB (chemischer Sauerstoffbedarf) ist von dieser Entwicklung besonders betroffen. Insbesondere in der zweiten Jahreshälfte des Jahres 2017 steigt der gleitende 60-Tagemittelwert bis zum Jahresende von etwa 50 t CSB/d auf nahezu 70 t CSB/d an und verharrt in der ersten Jahreshälfte 2018 auf hohem Niveau. Die Stickstofffracht hingegen verbleibt trotz Schwankungen innerhalb der letzten fünf Jahre bezogen auf den gesamten dargestellten Zeitraum annähernd auf konstantem Niveau. Die Phosphorfracht ist nahezu konstant, siehe Abbildung 2.

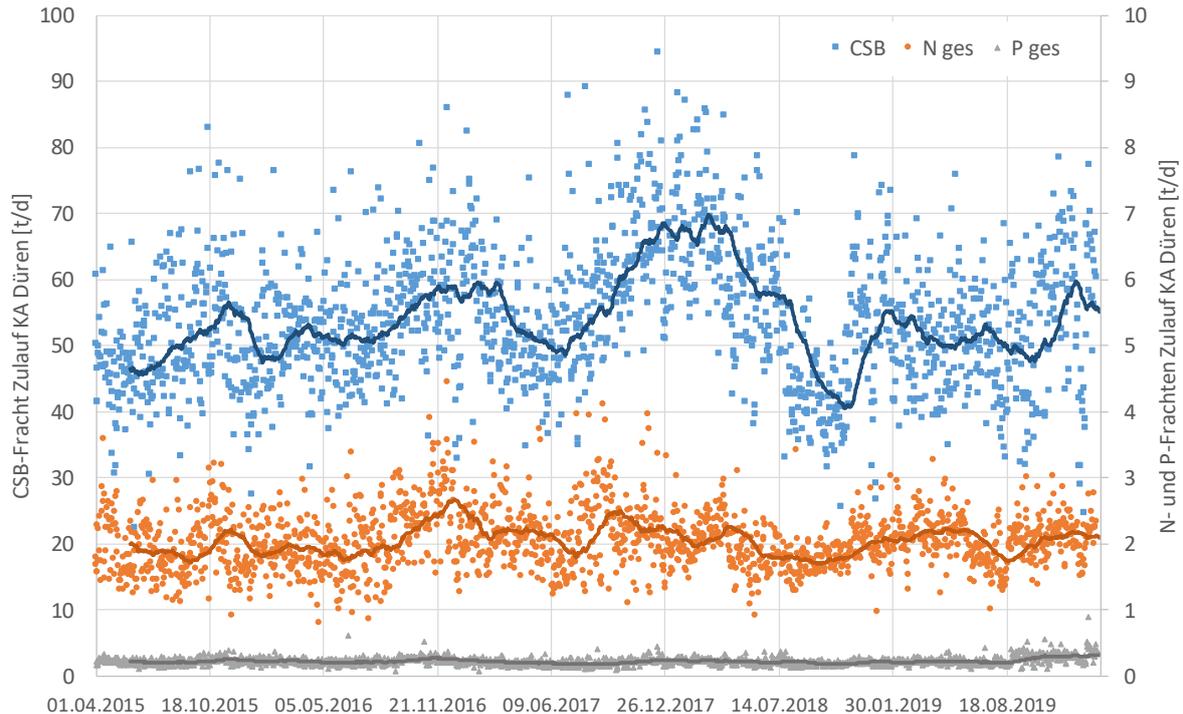


Abbildung 2: Entwicklung der Nähr- und Zehrstofffrachten im Zulauf zur Kläranlage Düren

Zwei bezüglich ihrer CSB-Fracht bedeutende Indirekteinleiter aus dem Bereich der Papierproduktion verfügen jeweils über eine Anlage, mittels derer das bei der Papierproduktion anfallende Abwasser auf dem Werksgelände vorbehandelt und anschließend zur Kläranlage Düren abgeleitet wird. Eine der beiden Vorbehandlungsanlagen wurde im Sommer 2018 in Betrieb genommen, was zu einem Rückgang der CSB-Fracht im Zulauf zur Kläranlage ab diesem Zeitpunkt führte.

Das 85%-Perzentil der CSB-Fracht im Zulauf zur Kläranlage Düren für den in Abbildung 2 gezeigten Zeitraum liegt bei 64,4 t CSB/d. Bemessen ist die Kläranlage für 310.000 EW, was bei der Annahme von 120 g CSB/(E·d) rechnerisch einer Fracht von 37,2 t CSB/d entspricht. Eine statische Bemessung nach Arbeitsblatt DWA-A 131 kann aufgrund der vorherrschenden Temperaturen und des C/N Verhältnisses nicht erfolgen.

Zur Versorgung der Biologie wird in Zeiten hohen Sauerstoffbedarfs zur Bedarfsdeckung neben Luft auch Reinsauerstoff in die Belebungsbecken dosiert.

Die CSB-Fracht der beiden industriellen Einleiter mit Vorbehandlungsanlage wird werksseitig unterschiedlich erfolgreich reduziert. Gründe hierfür sind Produktionsschwankungen, der Einsatz unterschiedlicher Chemikalien im Produktionsprozess, die ins Abwasser gelangen und sich auf die anaerobe Biozönose der Vorbehandlungsanlage auswirken, oder unzureichende Biomasse

in den anaeroben Vorbehandlungsreaktoren. Aufgrund dessen ist die CSB-Fracht im Zulauf zur Kläranlage Düren hochvariabel.

Ein hoher Anteil des homogenisierten CSB liegt im Zulauf zur Kläranlage je nach Belastungssituation gelöst vor. Im Mittel wird daher in den drei Vorklärbecken ein CSB-Rückhalt von lediglich 15 % erzielt.

Weiterhin befindet sich im Einzugsgebiet der Kläranlage Düren ein Obst- und Gemüse verarbeitendes Unternehmen. Dieser Betrieb leitet das Abwasser nur saisonal im Winterhalbjahr ein.

Das Abwasser weist im Zulauf zur Kläranlage bedingt durch den hohen Wärmeinhalt des Abwassers, welches bei der Papierproduktion anfällt, außergewöhnlich hohe Temperaturen auf, die im Sommer die 30°C Marke vereinzelt überschreiten können. Sehr selten herrschen Temperaturen unter 16°C in der biologischen Stufe, siehe Abbildung 3.

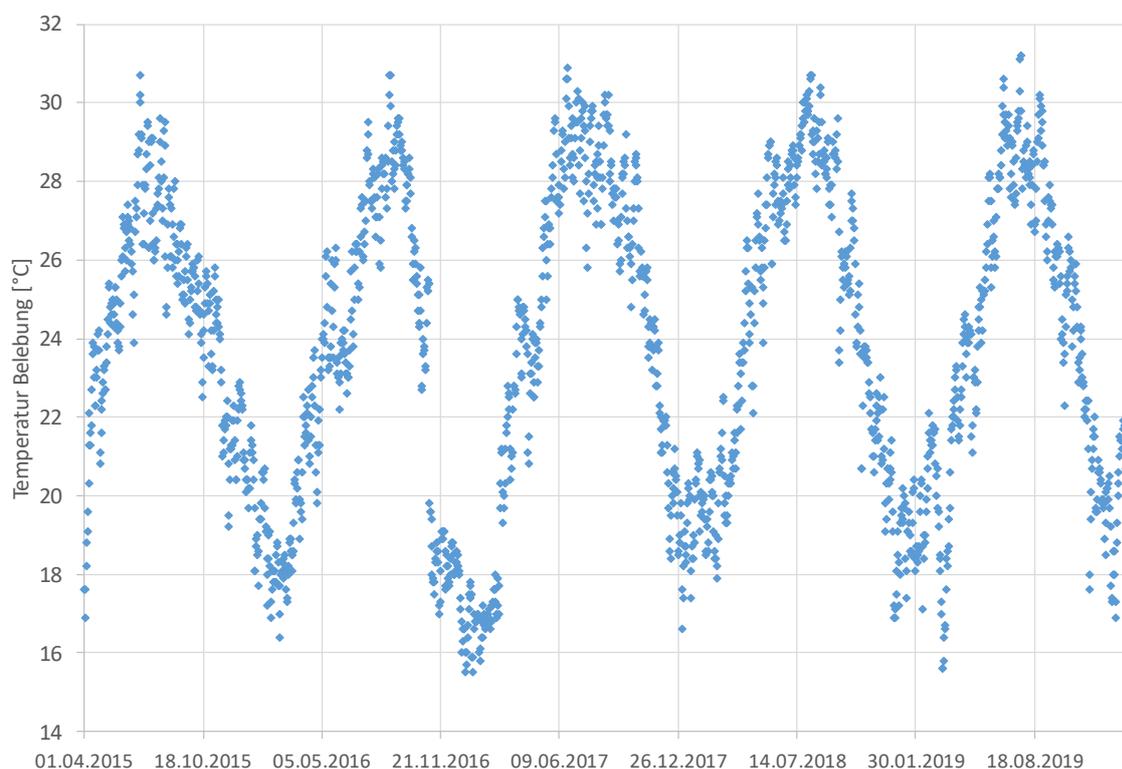


Abbildung 3: Abwassertemperaturen in der Belebung der Kläranlage Düren

Aufgrund der hohen Abwassertemperaturen ist eine Kontamination des Abwassers mit Legionellen nicht auszuschließen. Zur Entkeimung des biologisch behandelten Abwassers wird eine UV-Desinfektionsanlage im Ablauf der Filteranlage der Kläranlage Düren betrieben.

Wegen der bedeutenden industriellen Prägung des Rohabwassers sind durch Ausstrippung hohe H_2S -Konzentrationen in der Atmosphäre des Einlaufbereichs der Kläranlage vorzufinden. Zusammen mit den hohen Abwassertemperaturen sind die Bauwerke sowie die Maschinen- und Elektrotechnik hochkorrosiven Bedingungen ausgesetzt. Mit den H_2S -Emissionen geht zusätzlich eine olfaktorische Beeinträchtigung der umliegenden Ortschaften einher.

Durch die dauerhaft hohe Belastung der Kläranlage und damit einhergehender mangelnder freier Kapazitäten, die zur Außerbetriebnahme zu wartender Anlagenteile erforderlich sind, finden Wartungen an vielen Anlagenteilen unzureichend statt. Neben mangelnder Möglichkeiten zur Wartung und teilweiser Aussetzung hochkorrosiver Atmosphäre ist auch aus Gründen des Alters der meisten Anlagenteile grundsätzlich ein hoher Reinvestitionsbedarf auf der Kläranlage Düren festzustellen.

3 Value Engineering am Beispiel der Kläranlage Düren

3.1 Teilnehmende am VE-Prozess

Der VE-Prozess zur Kläranlage Düren fand ab Sommer 2018 statt. Zur Unterstützung des Prozesses hat der WVER Fachleute aus der Beratungsbranche engagiert, die sowohl Fachkenntnis bezüglich der Durchführung von VE-Prozessen als auch Kompetenzen bei der Moderation von Expertenworkshops aufwiesen.

Bedeutende Komponente eines VE-Prozesses ist das Einholen externen Fachwissens. Hierzu wurden im Vorfeld des VE-Prozesses Experten aus der Abwasserbranche bezüglich einer Teilnahme an einem VE-Prozess für die Kläranlage Düren angefragt. Dabei wurden Fachexperten sowohl für industrielle als auch für kommunale Abwasserreinigung berücksichtigt, so dass der komplexen Abwassermatrix der Kläranlage Düren Rechnung getragen wurde. Um weiterhin sowohl praktische Erfahrungen als auch die Kenntnis zukunftssträchtiger Abwasserreinigungsverfahren aus der Forschung mit in den VE-Prozess einfließen lassen zu können, wurde der Expertenpool aus Vertretern der Praxis und der Forschung zusammengestellt (s. Abbildung 4).

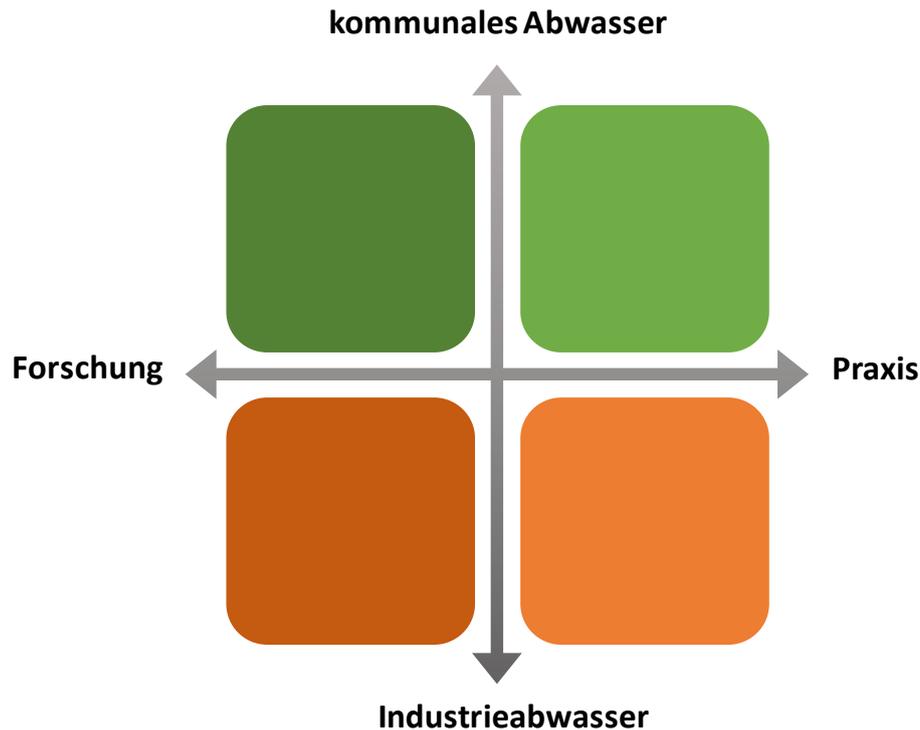


Abbildung 4: Auswahl der Fachexpertise zugeschnitten auf die komplexen Herausforderungen der Abwasserreinigung der Kläranlage Düren

Neben den Fach- und VE-Experten setzte sich die Projektstruktur aus zwei Mitarbeitern des WVER für die Projektleitung des VE-Prozesses sowie einem Projektteam zusammen, welches neben den beiden Projektleitern einen Vertreter aus der Industrie und eine Vertreterin kommunaler Interessen umfasste.

Es wurde überdies ein Lenkungsausschuss gegründet, der über den Projektfortschritt und wichtige Teilergebnisse informiert wurde. Die sieben Mitglieder des Lenkungsausschusses stammten aus dem Beirat zur Kläranlage Düren, einem Gremium für Belange der Kläranlage.

Die Bezirksregierung Köln als zuständige Genehmigungs- und Aufsichtsbehörde wurde über den Projektfortschritt informiert und bei wichtigen Entscheidungen, z.B. der Festlegung der Grundlagendaten, involviert. Mit dieser Vorgehensweise war die Berücksichtigung aller Interessenträger der Kläranlage Düren sowie eine transparente Lösungsfindung gewährleistet. Abbildung 5 zeigt zusammengefasst die Projektstruktur.

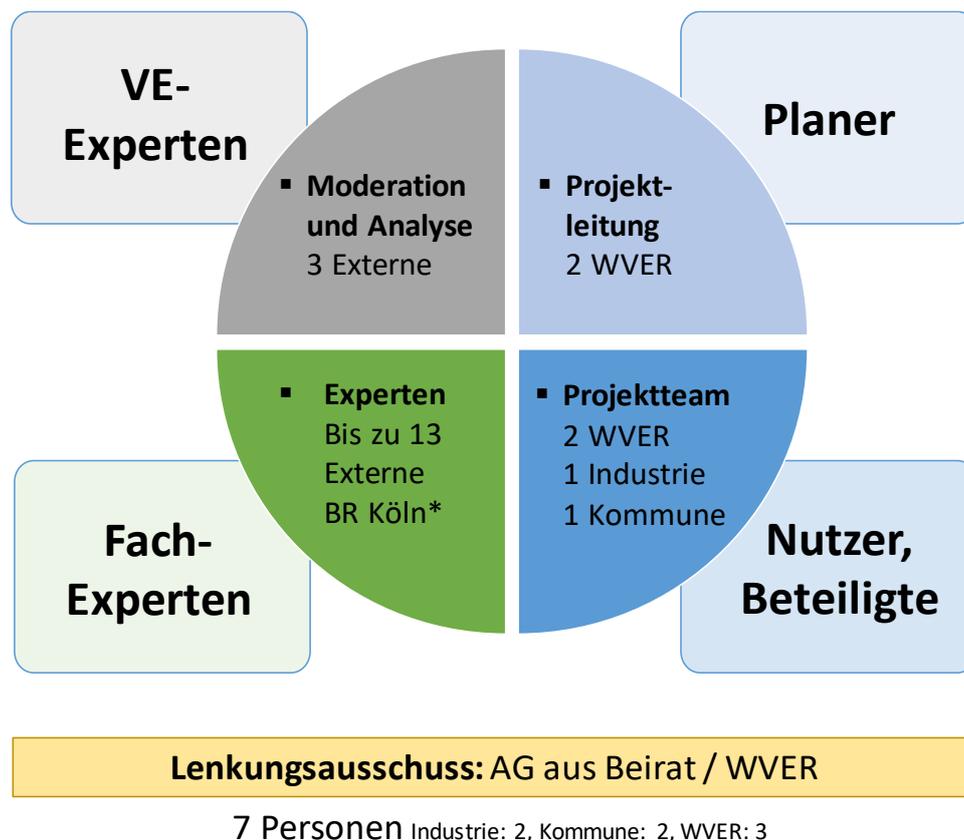


Abbildung 5: Projektstruktur VE-Prozess Kläranlage Düren

Die äußerst positive Resonanz seitens der Fachexperten auf die Anfragen bezüglich Teilnahme am VE-Prozess hat dazu geführt, dass mehr Experten als in der VE-Theorie vorgesehen mitwirken wollten. Um die Gruppengröße auf ein "VE-konformes" Maß zu reduzieren, wurden die Fachexperten in zwei Gruppen aufgeteilt.

3.2 Vorbereitungsphase

Zur Vorbereitung des VE-Prozesses für die Kläranlage Düren wurde der Anlagenzustand der Kläranlage Düren - soweit möglich - detailliert erfasst, um Aussagen über den Reinvestitionsbedarf tätigen zu können. Für Anlagenteile mit hoher Ausfallwahrscheinlichkeit und großer Prozessbedeutung drängten sich dabei schnelle 1:1 Ersatzmaßnahmen auf, wohingegen Anlagenteile mit mittlerer Reinvestitionsperspektive an die Vorzugslösung aus dem VE-Prozess, die zu Änderungen in der verfahrenstechnischen Konzeptionierung führen kann, angepasst werden können.

Als weiterer Vorbereitungsschritt des VE-Prozesses wurden Grundlagendaten ermittelt. Insbesondere die zukünftige stoffliche Belastung der Kläranlage galt es

zu erheben. Hierzu wurden die Frachtprognosen der Indirekteinleiter im Einzugsgebiet abgefragt. Überdies wurden die Kommunen und die Stadt Düren hinsichtlich der prognostizierten Einwohner und der Gewerbeentwicklung befragt.

Über die genannten Grundlagendaten hinaus wurden weitere Randbedingungen für die zukünftige Kläranlage Düren ermittelt oder abgeschätzt (z.B. zukünftige Überwachungswerte, Liegenschaftsverhältnisse, Informationen aus der Netzanzeige etc.).

Als weiteren Vorbereitungsschritt hat das Projektteam eine Bewertungsmatrix aufgestellt, anhand derer später im VE-Prozess erarbeitete Lösungen bewertet werden konnten. Dabei wurden mehrere Hauptkriterien (Funktionalität, Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit, Akzeptanz Dritter) und diverse Unterkriterien definiert und unterschiedlich gewichtet.

Ebenfalls in die Vorbereitungsphase fiel der Informationstag für die Fachexperten auf der Kläranlage. An diesem Tag erfolgten die Vorstellung der Methodik einer VE-Studie und der ermittelten Randbedingungen. Eine Anlagenbegehung rundete den Informationstag ab, so dass die Begebenheiten vor Ort ersichtlich wurden und betriebliche Informationen aus erster Hand vermittelt werden konnten.

3.3 Ideenfindung

Die Grundlage der Phase der Ideenfindung bildet die Funktionenanalyse, ein wesentlicher Bestandteil einer VE-Studie.

Die abstrahierte Darstellung von Funktionen schafft Freiräume bei der Entwicklung innovativer Lösungen durch Auffinden alternativer Wege zur Erfüllung der geforderten Funktionalität. Durch diese Vorgehensweise soll die Kreativität unterstützt und das Denken in klassischen Lösungsmustern unterbunden werden.

Das Vorgehen bei der Funktionenanalyse startet mit der Erfassung des Analyseobjekts durch Sammeln von Informationen, welche die zweckgerichteten Wirkungen (Ausgangsfunktionen) bilden. Anschließend werden die Funktionen benannt, indem sie in der Substantiv-Verb Form beschrieben werden (z.B. Feststoffe abtrennen). Anschließend werden die Funktionen strukturiert und wechselseitige Beziehungen der Funktionen untereinander aufgezeigt. Bei der Funktionenanalyse werden wichtige und weniger wichtige Funktionen identifiziert

Des Weiteren werden die funktionalen Ziele einer Anlage in übergeordneten Funktionen formuliert und gegebene oder erforderliche Voraussetzungen

definiert. Es erfolgt eine schrittweise Beschreibung der logischen Pfade wechselseitiger Beziehungen bis hin zur Erfüllung der übergeordneten Funktion. (DIN EN 12973, 2000)

Die Funktionenanalyse wurde durch das WVER-Projektteam und die VE-Fachleute auf die Kläranlage Düren angewandt. Die identifizierten Funktionen dienten anschließend der Ideenfindung durch die Fachexperten, welche Ideen zu den einzelnen Funktionen in einem zweitägigen Expertenworkshop entwickelten. Dabei galt es möglichst viele Ideen zu sammeln (Quantität vor Qualität). Nach Durchführung des ersten Expertenworkshops waren 169 unbewertete Ideen zu den zuvor definierten Funktionen gefunden.

Im Nachgang zu dem Workshop wurden die Experten aufgefordert, die Vielzahl an Ideen einer Erstbewertung zu unterziehen. Jeder Idee sollte einer der Kategorien „favorisierter“, „guter“ oder „interessanter“ Lösungsansatz zugeordnet werden. Die Bewertung erfolgte durch jeden Fachexperten separat, um ein intersubjektives Meinungsbild zu erhalten. Anschließend erfolgte eine Auswertung aller Bewertungen der Fachexperten durch die VE-Fachleute. Durch die Auswertung der Bewertungen schieden die Ideen aus dem weiteren Verlauf des VE-Prozesses aus, die mehrheitlich als „interessant“ eingestuft wurden. Es sei darauf hingewiesen, dass nahezu keine Idee eine einheitliche Bewertung durch die Fachexperten ergeben hat.

3.4 Analyse und Auswahl

Die weiterhin zahlreichen Ideen, die mehrheitlich als „favorisiert“ oder „gut“ eingestuft wurden, haben die Projektleitung, die VE-Fachleute und Teile der Fachexperten in einer Redaktionssitzung hinsichtlich ihrer Plausibilität bzw. Umsetzbarkeit geprüft und zu verfahrenstechnischen Alternativen verdichtet. In dieser Analysephase wurden ungeeignete oder nicht realisierbare Ideen / Lösungsansätze eliminiert.

Während eines zweiten Expertenworkshops wurde die Vorzugslösung aus den zuvor definierten verfahrenstechnischen Alternativen erarbeitet. Dabei wurden die Experten in zwei Gruppen aufgeteilt. Beide Gruppen kamen zu ähnlichen Ergebnissen. Neben einer Vorzugslösung zur Ausgestaltung des verfahrenstechnischen Zukunftskonzepts der Kläranlage kamen beide Gruppen zu der Erkenntnis, dass der Ausbau der Kläranlage in zwei Ausbaustufen erfolgen muss (siehe Kapitel 4).

Um die Vorzugslösung zu konkretisieren, fand eine weitere Redaktionssitzung unter Begleitung einiger Fachexperten statt. Hierbei lag der Fokus auf der

Auffindung von Standortvarianten für die erforderlichen Bauwerke des Zukunftskonzepts.

In einem dritten und letzten Expertenworkshop mit Beteiligung aller Fachexperten wurden die Standortvarianten anhand der zu Beginn des VE-Prozesses festgelegte Bewertungsmatrix beurteilt und einer Sensitivitätsanalyse unterzogen, indem die Hauptkriterien unterschiedlich stark gewichtet wurden. Aus diesen Betrachtungen ergab sich die Vorzugslösung für die Kläranlagenerweiterung, die im folgenden Kapitel näher erläutert wird.

4 Ergebnis

Das Ergebnis des VE-Prozesses sieht vor, die Kläranlage Düren zur Zukunftssicherung in zwei Ausbaustufen (AS) zu ertüchtigen. In der ersten Ausbaustufe (AS I) erfolgen Investitionen zur Kapazitätssteigerung, um die Überlastsituation auf der Kläranlage zu beheben, sowie ein Neubau des Mischwasserstreckungsvolumens. In einer sich daran anschließenden zweiten Ausbaustufe (AS II) erfolgen reinvestive Maßnahmen zum Substanzerhalt der Kläranlage in Abhängigkeit der vorzufindenden Bausubstanz, wenn die Außerbetriebnahme einzelner Anlagenteile zur Substanzbewertung durch die Kapazitätssteigerungen, die in AS I realisiert werden, möglich sein werden.

Die abgestimmte Vorzugsvariante sieht für die AS I im Detail den Neubau eines zweistufigen Rechens, eines belüfteten Sandfangs, einer Hochlastbiologie sowie einer Zwischenklärung vor. Zudem ist die Umrüstung eines bestehenden Vorklärbeckens zu einer redundanten Zwischenklärung geplant, um die neu zu bauende Zwischenklärung perspektivisch außer Betrieb nehmen zu können ohne die Hochlastbiologie umfahren zu müssen. Liegt kein Revisionsfall vor, wird dieses Becken weiterhin als Vorklärung genutzt.

Das erforderliche Volumen für die Speicherung des Mischwassers soll nach der Vorzugslösung durch den Neubau eines abgedichteten Erdbeckens auf der Freifläche südöstlich der Faulung geschaffen werden. Die bestehenden Erdbecken werden aufgegeben, so dass wertvolle Freiflächen für die perspektivische Kläranlagenentwicklung geschaffen werden.

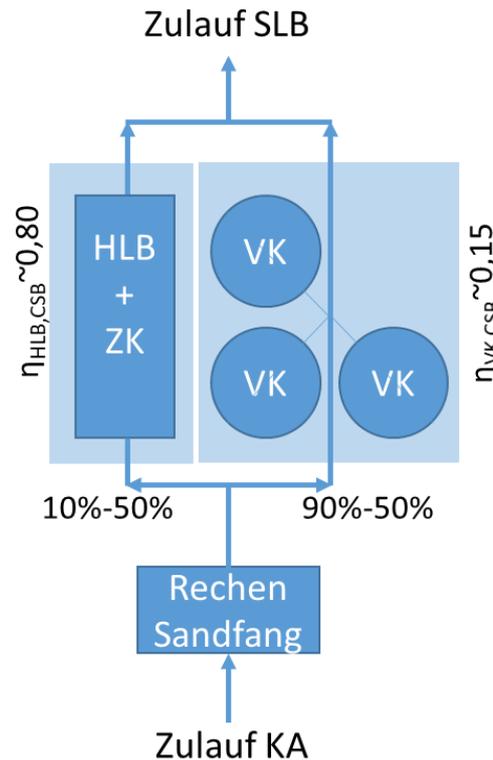


Abbildung 6: Frachtaufteilung im Zulaufbereich nach Realisierung AS I

Für den Betrieb der neu zu errichtenden Hochlaststufe, deren Wirkungsgrad bezüglich der CSB-Elimination zu 80 % angenommen wurde, hat der VE-Prozess eine Teilstrombehandlung ergeben. Nachdem das der Kläranlage Düren zufließende Rohabwasser Rechen und Sandfang passiert haben, wird es auf Vorklärung und Hochlastbiologie aufgeteilt werden. In Fällen geringer Fracht im Kläranlagenzulauf wird eine geringe Beschickung der Hochlaststufe zur Grundversorgung der Biomasse erfolgen. Steigt die CSB-Fracht im Zulauf an, wird der Anteil, der der Hochlastbiologie zugeführt wird, erhöht werden. Ziel ist es, der nachfolgenden Schwachlaststufe (derzeitige Biologie) eine konstante Fracht zuzuführen, die so gering ist, dass während der AS II ein Becken zur Begutachtung der Beckensubstanz oder zur Sanierungszwecken dauerhaft außer Betrieb genommen werden kann. Abbildung 6 zeigt die schematische Betriebsweise der neu zu errichtenden Hochlaststufe und der bestehenden Vorklärung.

Überdies ist geplant die Schlammkreisläufe der bestehenden Biologie sowie der neu zu errichtenden Hochlaststufe nicht strikt voneinander zu trennen. Es werden vielmehr Schnittstellen zwischen den beiden biologischen Stufen geschaffen, um Schlamm aus der Hochlastbiologie in die Schwachlastbiologie bzw. von der Schwachlastbiologie in die Hochlastbiologie überführen zu können.

In Abbildung 7 ist der Lageplan der zukünftigen Bauwerke ersichtlich.

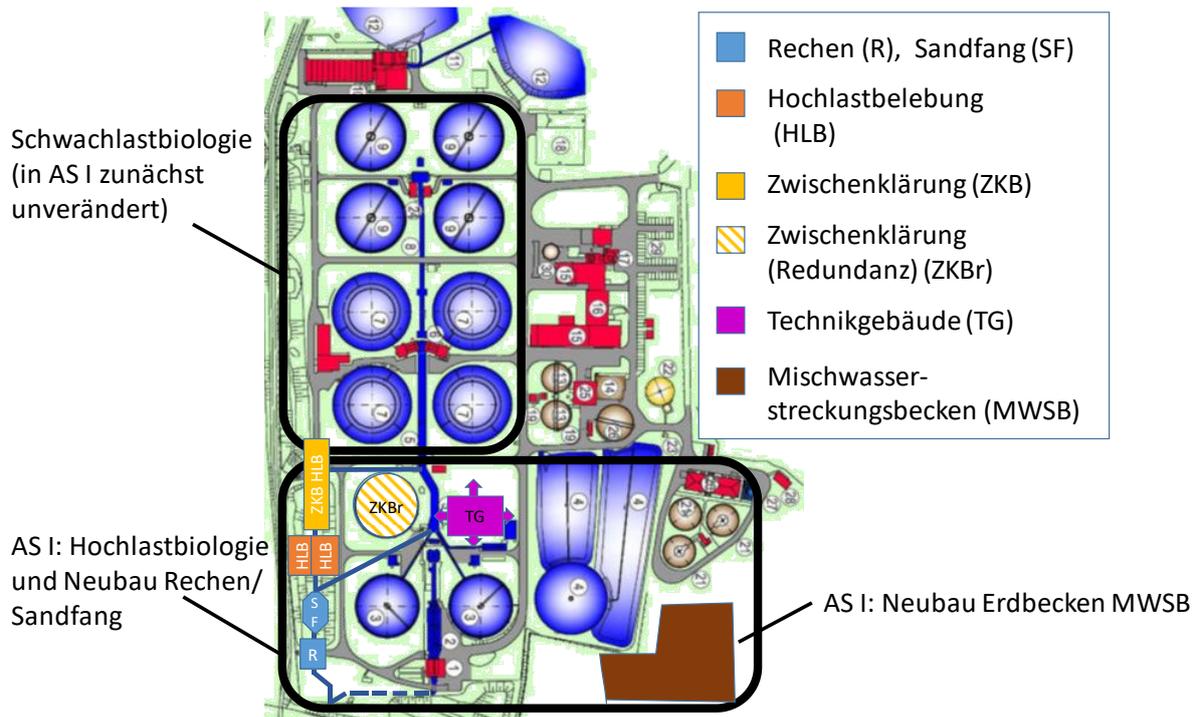


Abbildung 7: Lageplan der Kläranlage Düren nach Bau der Ausbaustufe I

Die Vorgehensweise in AS II konnte nicht klar definiert werden, da eine wichtige Information, der bauliche Zustand wesentlicher Bauwerke, nicht vorlag und aufgrund der Überlastsituation nicht eingeholt werden kann. Nach Realisierung und Inbetriebnahme der Hochlaststufe kann der Zustand schließlich bewertet werden. In Abhängigkeit des Zustands ist ein weiterer Lösungsraum denkbar, der vom Neubau der Schwachlastbiologie und der Ertüchtigung vorhandener Bausubstanz aufgespannt wird.

5 Fazit

VE ist ein strukturierter, kreativer Ansatz, um unter Einbindung fachlicher Expertise den Wert eines Projekts zu steigern. VE-Verfahren werden günstigenfalls in einer frühen Projektphase angewandt, um Vorzugslösungen zu identifizieren. Für die Zukunftssicherung der Kläranlage Düren, bei der zahlreiche Herausforderungen wie hoher Reinvestitionsbedarf, hochvariable Lastverhältnisse, korrosive Atmosphäre, Geruchsemissionen sowie unsichere Prognosen zur Einzugsgebietenentwicklung bestehen, wurde ein VE-Prozess durchgeführt und erfolgreich abgeschlossen. Die beim geschilderten VE-Prozess beteiligten Fachexperten haben unter Begleitung eines mit der Durchführung und Moderation von VE-Prozessen erfahrenen Beratungsunternehmens eine Vorzugslösung erarbeitet, der die politischen Gremien zugestimmt haben und die

sich nun in der Planungsphase befindet. Die meisten der genannten Herausforderungen können bei der Vorzugslösung in zwei Ausbaustufen zukünftig erfüllt werden, so dass ein zukunftssicherer, ganzheitlich betrachteter Ausbau der Kläranlage gewährleistet ist. Die Vorzugslösung findet bei den beteiligten Interessenträgern, die in den Verlauf des gesamten VE-Prozesses eingebunden waren, einheitlich Zustimmung.

6 Literatur

DIN EN 12973: Value Management. Deutsche Fassung, 2000 rev., Beuth-Verlag, Berlin (2000)

DIN EN 16271: Value Management – Funktionale Beschreibung der Bedürfnisse und funktionale Leistungsbeschreibung, Beuth-Verlag, Berlin (2013)

Sevis, I.; Schonlau, B.; Herrmann, H.: Value Management, Theorie und Praxis, Korrespondenz Abwasser, Abfall 64, Nr. 12 (2017)

Korrespondenz an:

Dr.-Ing. Martin Kaleß

Wasserverband Eifel-Rur
Eisenbahnstraße 5

52353 Düren

Tel.: +49 2421 494-3108

Mail: martin.kaless@wver.de

Ökosystemleistungen in Flusslandschaften

Kerstin Böck

Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement

Abstract: Flusslandschaften dienen seit mehreren tausend Jahren als Siedlungs-, Infrastruktur- und Produktionsräume. Sie liefern Trink-, Kühl- und Bewässerungswasser, Fisch als Nahrungsmittel oder für die Sportfischerei, Flächen für den Hochwasserschutz und können einen kulturellen und ästhetischen Wert haben. Die zunehmende Intensivierung der Landnutzung und die damit verbundene Kanalisierung, Stauhaltung und andere radikale Veränderungen, z.B. durch den Betrieb von Wasserkraftwerken, führten zu einer Verlagerung der Funktionen und der damit verbundenen Dienstleistungen in Flusslandschaften. Um diesem Trend entgegenzuwirken, ist ein erster Schritt die Sensibilisierung der Öffentlichkeit für deren Bedeutung.

Key Words: Ökosystemleistungen, Bewertung, Flusslandschaftsmanagement

Das vorliegende Manuskript basiert auf:

Böck, R., Polt, R., Schülting, L. 2018. Ecosystem Services in River Landscapes in: Schmutz, S. & Sendzimir, J. (Hrsg.). Riverine Ecosystem Management – Science for Governing Towards a Sustainable Future. Aquatic Ecology Series, Springer.

1 Was sind Ökosystemleistungen?

Eine Möglichkeit, das Bewusstsein für die Bedeutung von unbeeinträchtigten Flusslandschaften für die Erbringung von Leistungen für den Menschen zu schärfen und diese in Entscheidungsprozessen leichter zu berücksichtigen, ist das Konzept der Ökosystemleistungen (ÖSL). Dieses Konzept verdeutlicht den Zusammenhang zwischen verschiedenen Einflüssen auf Ökosysteme und der Verfügbarkeit ihrer Funktionen und in weiterer Folge der Bereitstellung von Leistungen für den Menschen.

Ökosystemleistungen beziehen sich auf die Schnittstelle zwischen Ökosystemen und menschlichem Wohlbefinden und werden als der Nutzen beschrieben, den Ökosysteme für den Menschen bieten (MEA 2003). Das ursprünglich von Haines-Young und Potschin (2010) veröffentlichte Kaskadenmodell wird in vielen Studien, die sich mit dem ÖSL-Konzept befassen, als Grundlage verwendet. Es

unterscheidet zwischen ökologischen Strukturen, Prozessen und Nutzen, den der Mensch aus Ökosystemen zieht (Abbildung 1). Während Ökosystemfunktionen die Fähigkeit beschreiben, Güter oder Dienstleistungen für die menschliche Gesellschaft bereitzustellen, wird das Ausmaß der ÖSL und damit der Nutzen für den Menschen durch die tatsächliche Nachfrage bestimmt.

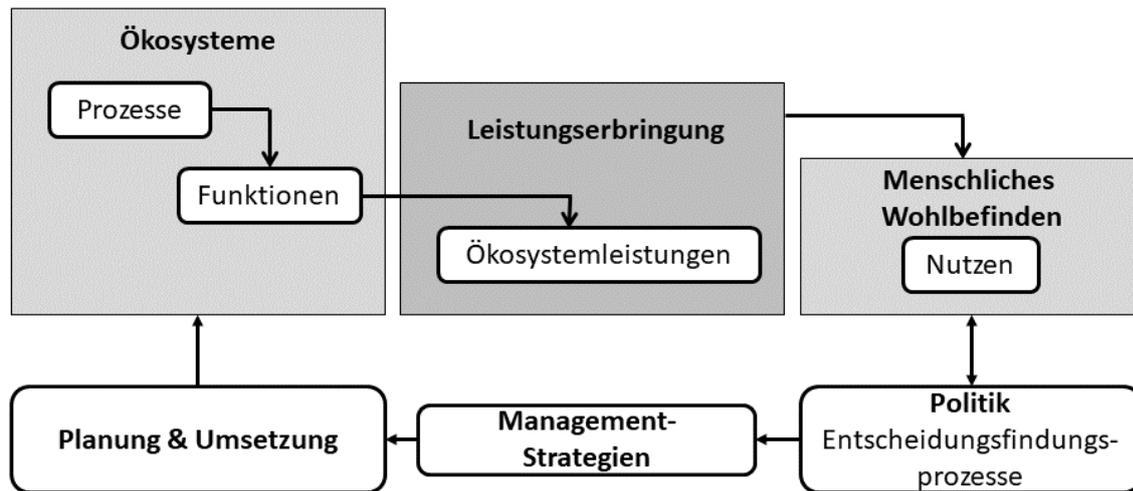


Abbildung 1: Kaskadenmodell, das den Zusammenhang zwischen ÖSL und menschlichem Wohlbefinden zeigt (Böck et al. 2015 basierend auf Haines-Young und Potschin 2010, De Groot et al. 2010 und Van Oudenhoven et al. 2012)

Das in den 1970er Jahren entstandene ÖSL-Konzept wurde in den 1990er Jahren zu einem Thema in der internationalen Umweltdiskussion. Seitdem hat sein Einfluss weiter zugenommen. Ein wichtiger Meilenstein war die Veröffentlichung von Robert Costanza über den Wert des weltweiten Naturkapitals, die den Gesamtwert der weltweiten ÖSL mit 16 bis 54 Billionen Dollar pro Jahr berechnete (Costanza et al. 1997). Neuere Schätzungen im Jahr 2011 gehen von 125 Billionen Dollar pro Jahr aus (Costanza et al. 2014). Weitere wichtige Schritte waren das Millennium Ecosystem Assessment (MEA 2003), das die Folgen des Ökosystemwandels für das menschliche Wohlergehen bewertete, die TEEB-Initiative (TEEB 2010), die den globalen wirtschaftlichen Nutzen der Biodiversität hervorhob, und die Einrichtung der Intergovernmental Science-Policy Platform on Biodiversity and Ecosystem Services (IPBES 2015), die als Schnittstelle zwischen Wissenschaftlern und politischen Entscheidungsträgern fungiert. Darüber hinaus hat das Übereinkommen über die biologische Vielfalt (CBD 2010) einen starken Fokus auf ÖSL und behandelt dieses Thema als eines seiner strategischen Ziele.

Je nach Forschungsfrage und Kontext gibt es verschiedene Möglichkeiten, ÖSL zu kategorisieren. Einen Überblick über diese verschiedenen Klassifikationen

geben z.B. Häyhä und Franzese (2014). Die am häufigsten verwendete Klassifikation wurde im Rahmen des Millennium Ecosystem Assessment (MEA 2003) entwickelt, das die ÖSL in vier Kategorien unterteilt: unterstützende, versorgende, regulierende und kulturelle Dienstleistungen. Im Folgenden sind einige Beispiele für den Süßwasser-Kontext aufgeführt (basierend auf Aylward et al. 2005):

- Unterstützende Dienstleistungen - werden als Grundlage für fast alle anderen Dienstleistungen benötigt. Ökosysteme bieten Lebensräume für Pflanzen und Tiere und unterstützen deren Erhaltung. Beispiele für den Süßwasserkontext sind:
 - Rolle im Nährstoffkreislauf - Erhaltung der Fruchtbarkeit der Auen
 - Primärproduktion
- Bereitstellende Dienstleistungen - materielle/"greifbare" Ergebnisse von Ökosystemen, einschließlich Nahrung, Wasser und anderer Ressourcen, z.B:
 - Wasser für den Verbrauch - Trinkwasser, Haushaltsnutzung, Landwirtschaft und industrielle Nutzung
 - Wasser für den nicht-konsumtiven Gebrauch - Energieerzeugung, Transport, Schifffahrt
 - Aquatische Organismen - Lebensmittel und Medikamente
- Regulierende Dienstleistungen - Dienstleistungen, die Ökosysteme auf der Grundlage ihrer Regulierungskapazität erbringen, z.B:
 - Erhaltung der Wasserqualität - natürliche Filterung und Wasseraufbereitung
 - Pufferung von Hochwasserströmen, Erosionsschutz durch Wasser/Land-Interaktionen und Hochwasserschutzinfrastruktur
- Kulturelle Dienstleistungen - nicht-materieller Nutzen, den Menschen aus Ökosystemen ziehen, einschließlich ästhetischen, spirituellen und psychologischen Nutzens, z.B:
 - Erholung - Rafting, Kajakfahren, Wandern, Fischen
 - Tourismus – Flussbeobachtung
 - Existenzwerte - persönliche Zufriedenheit aus frei fließenden Flüssen

Aufbauend auf den im Rahmen des MEA entwickelten Kategorien wurde 2013 die CICES-Klassifikation veröffentlicht. Die Abkürzung „CICES“ steht für „Common International Classification of Ecosystem Services“. Ein wesentlicher Unterschied zu MEA ist die nunmehrige Gruppierung von ÖSL in nur noch drei Gruppen („Sections“). Unterstützende Basisleistungen werden hier nicht berücksichtigt, da sie als grundlegende Eigenschaften von Ökosystemen die ÖSL zwar hervorrufen, aber selbst keine direkten und finalen Leistungen sind, die vom Menschen genutzt werden. Auch Doppelzählungen sollten so vermieden werden (Haines-Young und Potschin 2013).

In der wissenschaftlichen Debatte wird auch ein anderer Begriff - die so genannten "Ecosystem Disservices" - diskutiert. Dieser beschreibt die negativen Werte von Ökosystemen wie Krankheiten, Parasiten, Raubtiere oder bestimmte Insekten, die bei der Bewertung von ÖSL oft übersehen werden (Dunn 2010). Im Kontext des Flusslandschaftsmanagements ist das „Ecosystem Disservice“ "Überflutung" von besonderer Bedeutung. Wenngleich Hochwässer auch wertvolle Dienste leisten, wie z.B. bei Fischzuchtanlagen oder der Wasserspeicherung in Überschwemmungsgebieten, werden sie meist als negative Auswirkungen des Ökosystems angesehen, insbesondere in Gebieten, in denen Menschen zu nahe an Gewässern oder in früheren Überschwemmungsgebieten siedelten oder bauten (Nedkov und Burkhard 2012). Allerdings ist man sich oft nicht bewusst, dass viele dieser Missstände überhaupt erst durch menschliche Aktivitäten verursacht wurden.

Obwohl das ÖSL-Konzept in der Wissenschaft sehr populär ist und in unzähligen Forschungsartikeln und Strategiepapieren diskutiert wird, hinkt seine Anwendung in der Praxis hinterher (Portman 2013; Hauck et al. 2013; Albert et al. 2014). Ein Grund für diese Lücke zwischen Forschung und Praxis wird darin gesehen, dass den politischen Entscheidungsträgern jegliche Anleitung fehlt, um ÖSL zu definieren, zu messen und zu bewerten und sie in Politik und Verwaltung zu integrieren (Bouma und van Beukering 2015). Hier wäre eine bessere Kommunikation zwischen Wissenschaft, Interessenvertretern und der Öffentlichkeit wünschenswert (Neßhöver et al. 2013; de Groot et al. 2010).

Das ÖSL-Konzept bietet viele potenzielle Anwendungsbereiche. Dazu gehören 1) die Sensibilisierung für die Bedeutung des Erhalts von Ökosystemen und ihrer Biodiversität;

2) das Verständnis ihrer Bedeutung in Bezug auf menschliche Aktivitäten und Wohlbefinden;

3) die Bereitstellung eines neuen Kommunikationsrahmens zwischen Politikern, Wissenschaftern und der Öffentlichkeit über die Zusammenhänge zwischen Natur und Gesellschaft;

4) die Förderung des Bewusstseins, dass die Erhaltung des natürlichen Kapitals dazu beiträgt, die Bereitstellung von ÖSL aufrechtzuerhalten (Wallis et al. 2011). Auch im Zuge der Bewertung von Restaurierungsprojekten kann das Konzept hilfreich sein, um die Auswirkungen auf die Biodiversität und folglich die Bereitstellung von ÖSL zu untersuchen (Rey Benayas et al. 2009).

2 Bewertungsansätze für gewässerbezogene Ökosystemleistungen

Der zunehmende Verbrauch natürlicher Ressourcen und der damit verbundene Verlust an biologischer Vielfalt werden oft als Argument für die Bewertung von ÖSL verwendet. Dadurch können ihre Sichtbarkeit und ihre Berücksichtigung in politischen und wirtschaftlichen Entscheidungsprozessen verbessert werden (Schwaiger et al. 2015). Es wurden mehrere quantitative und qualitative, monetäre und nicht-monetäre Bewertungsmethoden und -techniken entwickelt, um die Vielzahl der ÖSL und die Bedeutung der Biodiversität systematisch zu bewerten (Schröter-Schlaack et al. 2014). Zusätzlich zu diesen neu entwickelten Ansätzen werden auch bereits bestehende Methoden zur Datenerhebung und -bewertung für Studien zu ÖSL verwendet. Dazu gehören Kartierungs- und Monitoring-Aktivitäten, (Experten-)Interviews oder statistische Analysen (Grunewald und Bastian 2013).

Die Entscheidung über die am besten geeignete Bewertungsmethode hängt von der Forschungsfrage und dem Bewertungsziel ab.

Von der gesamten Bandbreite der ÖSL kann ein großer Teil qualitativ, ein kleinerer Teil quantitativ und noch kleinere Teile monetär bewertet werden. Insbesondere kulturelle ÖSL werden bei quantitativen und monetären Bewertungen oft weniger berücksichtigt, da ihre Klassifizierung und Messung schwierig ist (Satz et al. 2013). Um ein repräsentatives Bild zu gewährleisten, müssen monetäre mit anderen quantitativen und qualitativen Bewertungen kombiniert werden (ten Brink und Bräuer 2008). Daher schlagen Häyhä und Franzese (2014) interdisziplinäre Ansätze für ÖSL-Bewertungen vor, um ein Missmanagement der natürlichen Ressourcen zu vermeiden. Auch Kumar und Kumar (2008) und Gómez-Baggethun et al. (2014) weisen auf die Notwendigkeit integrierter Bewertungsansätze hin, die auch die sozialen und ökologischen Aspekte der Werte von Ökosystemdienstleistungen beachten. Diese

Notwendigkeit wurde bereits von mehreren neueren Initiativen wie dem MEA, der TEEB-Initiative oder dem IPBES-Rahmenwerk berücksichtigt (Kelemen et al. 2014).

Mehrere Forscher weisen auf die Notwendigkeit hin, nicht nur den Nutzwert von Ökosystemen für den Menschen zu berücksichtigen, sondern auch zu bedenken, dass Ökosysteme intrinsische Werte haben können, unabhängig von ihrem Nutzen für das menschliche Wohlbefinden (MEA 2005). Bereits in der Vergangenheit stellten mehrere Forscher in Frage, ob eine auf den Menschen ausgerichtete utilitaristische Perspektive ausreicht, um die Umwelt zu schützen, oder ob es notwendig ist, die Bedürfnisse der Umwelt neben ihrem Nutzen für den Menschen zu berücksichtigen (Seligman 1989). Giddings et al. (2002) warfen beispielsweise die Frage auf, wie Geld einen Baum für den sauren Regen oder ein Tier für den Verlust seines Lebensraums entschädigen kann.

2.1 Monetäre ÖSL-Bewertungsansätze

Die monetäre Bewertung von ÖSL wird von verschiedenen Autoren besonders kritisch gesehen (z.B. de Groot et al. 2010; Kosoy und Corbera 2010; Spash 2008). Sie weisen auf technische Schwierigkeiten und ethische Implikationen hin. Norgaard (2010) beispielsweise argumentiert, dass "die Metapher der Natur als ein Bestand, der Dienstleistungen bietet", nicht ausreicht, um den heutigen Herausforderungen zu begegnen, sondern nur als Teil einer größeren Lösung funktionieren kann. Auch ein großer Teil der in einer Studie von Böck et al. (2015) befragten Interessenvertreter hatte eine negative Einstellung zu einer monetären ÖSL-Bewertung und äußerte die Angst vor einer Kommodifizierung der Natur.

Trotz dieser Einschränkungen werden in der Naturschutzpraxis immer häufiger ökonomische Argumente verwendet. Ein prominentes Ergebnis dieses sich abzeichnenden Trends ist die internationale TEEB-Initiative (TEEB 2010), die mehrere Folgeprojekte auf nationaler Ebene initiiert hat (Schröter-Schlaack et al. 2014). Eine ökonomische Sichtweise kann die Sichtbarkeit der Funktionen und Leistungen der Natur verbessern und die damit verbundenen Werte gegenüber kritischen Entscheidungsgremien, wie z.B. der Weltbank, die derzeit den Grundsätzen der neoliberalen Ökonomie folgen, betonen. Sie versucht, Entscheidungsprozesse zu unterstützen, indem sie in monetärer Hinsicht den Nutzen des Schutzes und die Folgen der Nutzung der Natur aufzeigt (Schröter-Schlaack et al. 2014). Van Beukering et al. (2015) schlagen vier Hauptgründe für eine ökonomische Bewertung von ÖSL vor:

- (1) Nutzung der ökonomischen Bewertung von ÖSL zur Förderung der wirtschaftlichen Bedeutung der Umwelt
- (2) Unterstützung von Entscheidungsträgern, um besser informierte Entscheidungen zu treffen
- (3) Bewertung der nach der Schädigung eines Ökosystems erforderlichen Entschädigung
- (4) Festlegung von Steuern, Gebühren oder Abgaben für die Nutzung von ÖSL

Es gibt eine große Anzahl verschiedener Bewertungsmethoden, um den Wert der verschiedenen ÖSL zu schätzen. Dies liegt daran, dass keine einzige wirtschaftliche Bewertungsmethode auf alle ÖSL anwendbar ist, sondern die Methoden je nach den Merkmalen und der Datenverfügbarkeit der ÖSL variieren (DEFRA 2007).

Es wird grundsätzlich zwischen marktbasierten und nicht marktbasierten Bewertungsmethoden unterschieden. Bei der ersten Methode werden wirtschaftliche Werte aus Marktpreisen abgeleitet, während im zweiten Fall die ÖSL indirekt über die "revealed preference"-Methoden bewertet werden. Die am häufigsten angewandten (indirekten) Marktbewertungsmethoden sind die hedonische Preisgestaltung und die Reisekostenmethode. Bei der hedonischen Preismethode werden die Verkaufspreise von zwei Waren (in der Regel Häuser) verglichen. Die Waren müssen in den meisten Punkten identisch sein, außer in Bezug auf ein bestimmtes Umweltmerkmal (z.B. Verkehrslärm). Die Differenz der Verkaufspreise der Waren kann dann als eine offensichtliche "Zahlungsbereitschaft" für die ÖSL interpretiert werden, was zu einem Preis für sie führt. Die Reisekostenmethode berücksichtigt die Reisekosten (z.B. Fahrtkosten, Zeit, Eintrittsgelder) von Personen, die z.B. eine Freizeitanlage besuchen, die implizit den wirtschaftlichen Wert der Anlage darstellen (Koetse et al. 2015). Wenn kein Marktpreis verfügbar ist und die Anwendung von "revealed preference"-Methoden nicht möglich ist, werden nichtmarktbezogene Bewertungsmethoden (d.h. stated preference-Methoden) verwendet. Die wichtigsten Ansätze in diesem Zusammenhang sind die kontingente Bewertung und die Methode des Choice-Experiments. In diesem Fall werden Erhebungen verwendet, um Personen nach ihren Präferenzen für hypothetische Änderungen bei der Bereitstellung von ÖSL zu befragen. Dabei werden die Werte, die die Menschen ihnen zuschreiben, geschätzt (DEFRA 2007).

Zwei alternative Methoden sind die Meta-Analyse und der Werttransfer. Obwohl sie an sich keine Bewertungsmethoden sind, sind sie doch erwähnenswert, da sie häufig zur Ableitung von ÖSL-Werten verwendet werden.

Aufbauend auf den Arbeiten von Turner et al. (2004) und Young (2005) fassen Brouwer et al. (2009, S.35f) gängige monetäre Bewertungsmethoden für Wasserressourcen zusammen und differenzieren sie hinsichtlich des bewerteten Wasserverbrauchs. Alle Techniken haben bestimmte Schwächen und Stärken. Die Entscheidung, welches Verfahren eingesetzt wird, hängt von mehreren Faktoren ab (basierend auf Brouwer et al. 2009):

- Art der zu bewertenden Ökosystemleistung
- Art der Werte - Nutzungswerte können mit allen Bewertungstechniken geschätzt werden, während Nicht-Nutzungswerte nur mit der angegebenen Präferenzmethode geschätzt werden können.
- Zweck der Bewertung
- Verfügbarkeit von Daten
- Erforderliche Genauigkeit der Ergebnisse
- Verfügbare Ressourcen und Zeit

2.2 Nicht-monetäre Bewertungsansätze

Da nur ein kleiner Teil der Leistungen der Natur tatsächlich monetär bewertet werden kann, sind nicht-monetäre Bewertungsansätze notwendig, die auch die schwer zu quantifizierenden Leistungen berücksichtigen. Dies gilt insbesondere für kulturelle Dienstleistungen, die aufgrund der Herausforderung, ihnen einen monetären Wert zuzuordnen, nur schwer in die Entscheidungsfindung zu integrieren sind (Chan et al. 2012). Dies kann zu einem begrenzten Bewusstsein für die Vielfalt der Dienstleistungen führen, die von Ökosystemen erbracht werden, und kann eine Herausforderung für das Mainstreaming von ÖSL bei verschiedenen gesellschaftlichen Akteuren darstellen (Martín-López et al. 2012). Obwohl sie für verschiedene Interessengruppen eine hohe Bedeutung haben, werden sie nicht durch ökonomische Indikatoren reflektiert und daher oft aus ökonomischen oder ökologischen Gründen hintangestellt (Milcu et al. 2013; Chan et al. 2011).

Um diesen Leistungen Rechnung zu tragen, gewinnen soziokulturelle Bewertungsansätze zunehmend an Aufmerksamkeit (Chan et al. 2012; Chan et al. 2006). Diese Ansätze berücksichtigen Dienstleistungen, die mit Nicht-Nutzungswerten in Zusammenhang stehen, wie z.B. die lokale Identität oder den intrinsischen Wert von Ökosystemen, und die nicht mit ökonomischen Techniken bewertet werden können (Castro Martínez et al. 2013).

Oteros-Rozas et al. (2014) beschreiben beispielsweise einen soziokulturellen Bewertungsansatz für ÖSL, der die Wahrnehmung der Menschen über die

Bedeutung von ÖSL in einer Kulturlandschaft untersucht. García-Llorente et al. (2016) schlagen vor, die investierte Zeit für Aktivitäten zur Erhaltung der Biodiversität, zu berechnen. Kumar und Kumar (2008) weisen auf die Notwendigkeit hin, psychologische und soziologische Aspekte bei der Bewertung von Ökosystemdienstleistungen zu berücksichtigen.

2.3 Kartierung von ÖSL

Eine Alternative zur Bewertung, die immer beliebter geworden ist, ist die räumliche Darstellung von ÖSL. Dieser Ansatz wird häufig mit partizipativen Kartierungs- oder fotobasierten Methoden in Verbindung gebracht (Milcu et al. 2013; Raymond et al. 2009; Eder und Arnberger 2016) und auch häufig mit monetären und nicht-monetären Bewertungsmethoden kombiniert.

Die Kartierung von ÖSL hat in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Dieser Ansatz kann besonders hilfreich sein, um sehr wertvolle Gebiete für den Naturschutz, das Angebot und die Nachfrage von ÖSL in einem bestimmten Gebiet darzustellen und Abwägungen zwischen verschiedenen Dienstleistungen zu treffen (Chan et al. 2006, Häyhä und Franzese 2014). Die Kartierung von ÖSL kann die Auswirkungen verschiedener Managementstrategien auf ihre Verfügbarkeit visualisieren und ist daher ein möglicher Ausgangspunkt für die Entwicklung von Management- und Erhaltungsstrategien (Naidoo et al. 2008). Sie ist auch im Hinblick auf Kommunikations- und Visualisierungszwecke sehr nützlich und kann damit Entscheidungsprozesse unterstützen (Alkemade et al. 2014).

Verhagen et al. (2015) identifizierten drei Hauptanwendungen von ÖSL-Karten, nämlich (1) die Identifizierung von Gebieten, die vor Veränderungen geschützt werden müssen, um die ÖSL-Verfügbarkeit sicherzustellen, (2) die Visualisierung von Konflikten und Synergien zwischen ÖSL und (3) das aktive Management von Landschaften zur "Optimierung der Verfügbarkeit von ÖSL".

Verschiedene Autoren haben eine Vielzahl von Ansätzen zur Kartierung von ÖSL vorgeschlagen, einschließlich der Verwendung biophysikalischer Metriken oder monetärer Bewertungen (Häyhä und Franzese 2014). Martínez-Harms und Balvanera (2012) klassifizieren ÖSL-Kartierungsansätze in drei Hauptansätze: (1) Bewertung von ÖSL durch Nutzentransfer (Übertragung des monetären Wertes einer ähnlichen früheren Studie auf die aktuelle Landbedeckungskarte), (2) Methoden, die auf Umfragen basierende Ortswahrnehmungen mit biophysikalischen Daten kombinieren, und

(3) verschiedene sozial-ökologische Bewertungsansätze, die die Beziehung zwischen ökologischen und sozialen Variablen modellieren, um das Angebot an ÖSL zu kartieren.

Welche der verschiedenen vorgeschlagenen Methoden angewandt wird, hängt von der Datenverfügbarkeit, dem Umfang der Studie und den zeitlichen Beschränkungen ab (Verhagen et al. 2015).

Regulierende Dienstleistungen sind die am häufigsten kartierte Gruppe von ÖSL. Bei der Betrachtung der einzelnen Dienstleistungen werden am häufigsten die Kohlenstoffspeicherung, die Kohlenstoffbindung, die Nahrungsmittelproduktion und die Erholung untersucht (Martínez-Harms und Balvanera 2012).

2.4 ÖSL-Indikatoren

Die Bewertung von ÖSL erfordert im Allgemeinen die Identifizierung und Anwendung eines geeigneten und umfassenden Satzes von Indikatoren. Indikatoren sind Variablen, die aggregierte Informationen über bestimmte Phänomene liefern (Wiggering und Müller 2004), ein Mittel zur Messung der Leistungserbringung darstellen (Norton et al. 2015) und als Kommunikationsmittel zur Vereinfachung der Komplexität von Mensch-Umwelt-Systemen dienen (Müller und Burkhard 2012). Heink und Kowarik (2010, S. 590) liefern folgende allgemeine Definition: "Ein Indikator in der Ökologie und Umweltplanung ist eine Komponente oder ein Maß für umweltrelevante Phänomene, die zur Darstellung oder Bewertung von Umweltbedingungen oder -veränderungen oder zur Festlegung von Umweltzielen verwendet wird". Einige Beispiele für Indikatoren, die Süßwasser-ÖSL beschreiben, sind die von Auwäldern eingenommene Fläche, die Menge der produzierten Fische (Fang in Tonnen durch kommerzielle und Freizeitfischerei), der ökologische Zustand des betreffenden Gewässers oder die Anzahl der BesucherInnen an bestimmten Orten (Maes et al. 2016).

Bei der Auswahl der Indikatoren für eine ÖSL-Bewertung ist ein sorgfältiger und kritischer Ansatz unerlässlich. Der Auswahlprozess legt nicht nur fest, was bewertet wird (Hauck et al. 2015), sondern hat auch erheblichen Einfluss darauf, wie die nachfolgende Bewertung Politik und Entscheidungsträgern helfen kann, geeignete Maßnahmen gegen unerwünschte Veränderungen des Ökosystems zu ergreifen (Feld et al. 2010; Niemeijer und de Groot 2008).

Ein wichtiger Faktor, der bei der Auswahl der ÖSL-Indikatoren zu berücksichtigen ist, ist die Praktikabilität und in diesem Zusammenhang insbesondere die Datenverfügbarkeit. Einige Autoren plädieren für die Verwendung von Indikatoren, die durch Daten beschrieben werden können,

welche bereits für andere Zwecke erhoben wurden. Andere wiederum meinen, dieser Ansatz konzentrierte sich zu sehr auf die derzeit sichtbarsten und am leichtesten zugänglichen Dienstleistungen (Hauck et al. 2015) und führe gleichzeitig dazu, dass andere ÖSL aus dem Blickfeld verschwinden und bei politischen Entscheidungen vernachlässigt werden (Heink et al. 2015; Maes et al. 2012). Ein weiterer wesentlicher Aspekt des Auswahlprozesses der Indikatoren ist die Unterscheidung zwischen potentieller und tatsächlicher Nutzung von ÖSL, da sich daraus unterschiedliche Anforderungen an die Indikatoren ergeben. Dieser Umstand lässt sich am besten an einem Beispiel erläutern: Wenn man sich auf die tatsächliche Nutzung von Fisch bezieht, würde man einen (pro Zeiteinheit gemessenen) Durchflussindikator wählen, wie z.B. Tonnen gefangener Fisch pro Jahr. Bezieht man sich jedoch auf die potenzielle Nutzung von Fischen, z.B. um das Reproduktionspotenzial der Fischpopulation zu ermitteln, wäre ein (zu einem bestimmten Zeitpunkt gemessener) Bestandsindikator wie die Größe der Fischpopulation besser geeignet (Boyd und Banzhaf 2007).

3 Das ÖSL-Konzept - Anwendungen in Forschung und Praxis

Das ÖSL-Konzept bietet eine Reihe von Anwendungsmöglichkeiten sowohl in der Forschung als auch in der Praxis. Im Folgenden wird die Anwendung des Konzepts anhand verschiedener Fallbeispiele dargestellt.

3.1 Fallstudie: Monetäre Quantifizierung von ÖSL im Rahmen des EU-Projekts "REFORM"

Ein Beispiel für ein Projekt, das sich mit der Quantifizierung von ÖSL befasst, ist das von der EU finanzierte Projekt REFORM (REstoring rivers FOR effective catchment management), bei dem neben vielen anderen Themen 20 Paare von restaurierten und nicht restaurierten Flussabschnitten in ganz Europa untersucht wurden. Das Hauptziel des Projekts war es, einen Rahmen für eine erfolgreiche und kosteneffiziente Fließgewässer-Renaturierung zu schaffen (REFORM 2015).

Um den Erfolg der Renaturierungsmaßnahmen zu untersuchen und quantitativ zu bewerten, verwendete REFORM verschiedene Parameter, wie hydromorphologische Eigenschaften, Habitatzusammensetzung des Flusses und seiner Auen, aquatische und mit der Aue verwandte Organismengruppen (Fische, Wirbellose, Auenvegetation, ...) und stabile Isotope. Für acht Paare von renaturierten und nicht renaturierten Abschnitten wandte das Projektteam jedoch zusätzlich den ÖSL-Ansatz an, um den Erfolg der Wiederherstellung abzuschätzen (Muhar et al. 2016). Die Versorgungsleistungen

(landwirtschaftliche Produkte, Holz, infiltriertes Trinkwasser), Regulierungsleistungen (Überschwemmung, Nährstoffrückhalt, Kohlenstoffbindung) und kulturellen Leistungen (Freizeitjagd und -fischerei, Kajakfahren, Erhaltung der Biodiversität, Wertschätzung der Landschaft) wurden anhand lokal verfügbarer Daten und Literatur, durch Befragungen von BewohnerInnen und BesucherInnen sowie durch eine Auswahl ökonomischer Methoden (z.B. Marktwert, Zahlungsbereitschaftsbefragung) quantifiziert und monetarisiert. Die daraus resultierenden Zahlen wurden anschließend summiert, um eine Schätzung des jährlichen ökonomischen Wertes der Ökosystemdienstleistungen, normalisiert pro Gebiet, zu erhalten (Vermaat et al. 2015).

Die Autoren dieser Studie merken an, dass eine monetäre Quantifizierung von ÖSL möglicherweise nicht die Fülle und Vielfalt der gesellschaftlichen Wertschätzung widerspiegelt (Westman 1977). Dennoch verwendeten sie diesen Ansatz, weil er einen Vergleich zwischen verschiedenen ÖSL ermöglicht und greifbare Informationen liefert, die für die breite Öffentlichkeit und die politischen Entscheidungsträger verständlich sind (Vermaat et al. 2015).

Die Ergebnisse der Analyse zeigen, dass die Renaturierung tatsächlich den gesamtgesellschaftlichen Nutzen erhöht. Die renaturierten Flussabschnitte und ihre Auen erbrachten eine deutlich höhere Leistung und einen höheren Gesamtwert als die beiden nicht renaturierten Abschnitte (Vermaat et al. 2015).

3.2 Fallstudie: Anwendung des ÖSL-Konzepts im Rahmen der Renaturierung der Emscher

Eines der größten Fließgewässer-Renaturierungsprojekte in Europa wird derzeit in Nordrhein-Westfalen, Deutschland, mit einem Gesamtbudget von 4,5 Milliarden Euro durchgeführt (RWI 2013). Die Emscher ist ein Nebenfluss des Rheins. Sein Flusssystem entwässert das Ruhrgebiet, und in seinem Einzugsgebiet von rund 865 km² leben rund 2,5 Millionen Einwohner. Damit spielt sie eine wichtige Rolle für die Wirtschaft und die Erholung in der Region (Busch et al. 2001). Wie die meisten anderen Flüsse in Europa hat sie im Zuge der Industrialisierung seit Beginn des 19. Jahrhunderts große Veränderungen erfahren. Das Emscher-System wurde durch Begradigung, Eindeichung und Abwassereinleitung in ein System von Betonabwasserkanälen umgewandelt (Gerner et al. 2015; EG/LV 2015; Sommerhäuser und Gerner 2015; Winking et al. 2014).

Ein dreißigjähriges Projekt zur Sanierung des Flusssystems wurde in den 1990er Jahren begonnen. Die Sanierungsmaßnahmen umfassen den Bau von vier

dezentralen Kläranlagen und 400 km neuer, getrennter Kanäle sowie die Umstrukturierung von 350 Flusskilometern, um einen naturnahen Zustand zu erreichen (Sommerhäuser und Gerner 2015).

Auch wenn das Projekt noch läuft, sind die Nutzen verschiedener Ökosystemleistungen wie Biodiversität, Klimaregulierung, Wasserqualität, Hochwasserrückhalt, Erholung und regionale Attraktivität bereits erkannt worden. Seit den 1990er Jahren hat sich die Hochwasserrückhaltefläche verdoppelt, und es wurde eine beträchtliche Zunahme von pflanzlichen und aquatischen Makroinvertebratenarten gemessen. Die Zunahme der Grünflächen (ca. 1 km²) verbessert die Klimaregulierung im städtischen Bereich. Zusätzlich trägt die Schaffung von 120 km Rad- und Wanderwegen stark zur Steigerung der Attraktivität, des Bildungswertes sowie zur Erhöhung des Geldwertes der Region bei (Sommerhäuser und Gerner 2015). Neben den direkten Auswirkungen der Sanierungsergebnisse sind auch die Baumaßnahmen selbst zu berücksichtigen. Eine Studie aus dem Jahr 2013 ergab umfangreiche sozioökonomische Effekte aus der Umsetzung des Projekts. Im Durchschnitt schafft oder rettet das Projekt direkt 1 400 Arbeitsplätze pro Jahr, was zu 41 554 Personenjahren Arbeit führt. Der Studie zufolge sind die Zahlen noch höher (109 787 Personenjahre und 3 700 Arbeitsplätze/Jahr), wenn man die indirekt verbundenen Produktions- und Beschäftigungseffekte mit einbezieht. Zusätzlich generiert das Projekt über die gesamte Projektlaufzeit (RWI 2013) Steuereinnahmen für die Kommunen (rund 50 Mio. Euro), die Länder (rund 91 Mio. Euro) und den Bund (rund 1,1 Mrd. Euro). Die Auswirkungen der Restaurierungsarbeiten auf die ÖSL werden in dieser Fallstudie im Rahmen des Projektes "DESSIN" (IWW 2014) untersucht.

4 Politischer Kontext – Das ÖSL-Konzept als Entscheidungshilfe

Das ÖSL-Konzept hat das Potenzial, einen Beitrag zu bereits verfügbaren Managementansätzen zu leisten. Seine Umsetzung in bestehende politische Rahmenbedingungen wird von mehreren Autoren diskutiert (z.B. Wallis et al. 2011; Vlachopoulou et al. 2014) und hat das Potenzial, einen Mehrwert in zukünftigen Entscheidungsprozessen zu bieten.

4.1 Integration des ÖSL-Ansatzes in die WRRL

Obwohl das ÖSL-Konzept in der EU-Wasserrahmenrichtlinie noch nicht explizit erwähnt wird, ist der Aspekt der Sicherstellung der Bereitstellung von ÖSL implizit mit dem Ziel der WRRL, "einen guten ökologischen Zustand zu

erreichen", verknüpft (Wallis et al. 2011). Die folgenden WRRL-Artikel beziehen sich speziell auf die Bewertung von ÖSL (basierend auf Wallis et al. 2011):

- Artikel 4: Entscheidungen über Ausnahmeregelungen
- Artikel 5: Bewertung der wirtschaftlichen Bedeutung der Wassernutzung, aktueller Stand der Kostendeckung
- Artikel 9: Bewertung des Kostendeckungsgrades und der Anreizpreise
- Artikel 11: Auswahl der kostenwirksamsten Maßnahmenpakete zur Erreichung eines guten ökologischen Zustands/Potenzials für die Maßnahmenprogramme

Die klare Verbindung zwischen der WRRL und ihren Prinzipien und dem ÖSL Ansatz zeigen auch Vlachopoulou et al. (2014). Sie argumentieren, dass insbesondere die ganzheitlicheren Managementansätze, die durch den ÖSL-Ansatz unterstützt werden, wie z.B. die räumliche Kartierung von ÖSL oder die umfassende Bewertung des Mehrfachnutzens, potenziell dazu beitragen können, die Ziele der WRRL zu erreichen.

Um die Umsetzung der WRRL zu verbessern, haben Reyjol et al. (2014) eine Liste von Anforderungen an die Forschung erstellt, die auch die Stärkung des Wissens über die Beziehungen zwischen gutem ökologischen Zustand, Biodiversität und ÖSL beinhaltet. Da das ÖSL-Konzept bei Entscheidungsträgern und Managern noch nicht sehr bekannt ist, weisen sie auf die Notwendigkeit leicht verständlicher Richtlinien für diese Akteursgruppen hin.

4.2 Integration von ÖSL in die Biodiversitätspolitik - 2020

Im Jahr 2011 verabschiedete die Europäische Kommission die "Strategie zur Erhaltung der biologischen Vielfalt bis 2020", die darauf abzielt, "den Verlust der biologischen Vielfalt und die Verschlechterung der ÖSL in der EU bis 2020 zu stoppen und sie, soweit möglich, wiederherzustellen und gleichzeitig den Beitrag der EU zur Verhinderung des globalen Verlusts der biologischen Vielfalt zu verstärken" (Europäische Kommission 2015). Neben dem ersten Ziel der Schaffung einer Lebensraumvernetzung durch die Umsetzung der Vogelschutz- und Habitatrichtlinie befasst sich das zweite Ziel der Strategie speziell mit dem Schutz und der Wiederherstellung von Ökosystemen und ihren Dienstleistungen. Ausgangspunkt ist das Verständnis, dass die Wiederherstellung von Ökosystemen mit dem Schutz und der Bereitstellung von ÖSL einhergeht. Konkret wird in Aktion 5 der Strategie empfohlen, "den Zustand der Ökosysteme und ihrer Dienstleistungen auf ihrem nationalen Territorium bis 2014 zu bewerten, den wirtschaftlichen Wert dieser Dienstleistungen zu beurteilen und die Integration dieser Werte in die Berichterstattungssysteme auf EU- und nationaler Ebene bis

2020 zu fördern" (Europäische Kommission 2011). Um diese Ziele zu erreichen, wurde die Arbeitsgruppe "Mapping and Assessment of Ecosystems and their Services" (MAES) eingerichtet, die einen Ansatz für die Kartierung und Bewertung von ÖSL liefert. In einem technischen Bericht aus dem Jahr 2014 betont die Arbeitsgruppe, dass mehrere konzeptionelle Fragen zu ÖSL noch ungeklärt sind und dass das Verständnis für die Verbindungen zwischen Biodiversität, Ökosystemfunktion und der Bereitstellung von ÖSL noch gering ist (Maes et al. 2014).

5 Chancen des ÖSL-Konzepts im Flusslandschaftsmanagement

Trotz der genannten Einschränkungen und der Tatsache, dass das ÖSL-Konzept in der Praxis des Flusslandschaftsmanagements noch nicht ganz angekommen ist, hat es das Potenzial, die Gesellschaft im Allgemeinen und die Verwaltungsakteure und politischen Vertreter im Besonderen zu sensibilisieren (Böck et al. 2015). Es könnte dazu beitragen, die gesellschaftliche und politische Akzeptanz von Renaturierungsprojekten zu verbessern (Vermaat et al. 2015) und als Instrument zur Verbesserung der Umweltkommunikation und -bildung dienen (Böck et al. 2015; Rewitzer et al. 2014). Aufgrund seines integrativen Charakters wird das ÖSL-Konzept von Akteuren im Flusslandschaftsmanagement auch als wertvolle Unterstützung für Planungs- und Entscheidungsprozesse angesehen (Böck et al. 2015). Kienast (2010) betont konzeptionelle Stärken des ÖSL-Konzepts für Landschaftsplanungsprozesse. Hier kann es zur Unterstützung von interdisziplinären, ganzheitlichen Ansätzen beitragen.

Ein großer Nutzen aus der Anwendung des ÖSL-Konzepts kann durch seine Integration in laufende Programme, Instrumente, Prozesse und die Politik erzielt werden. Durch die Anerkennung und Quantifizierung des Nutzens von Ökosystemen für die Gesellschaft werden diese in Entscheidungsprozessen nicht mehr als wertlos angesehen (Everard 2009). Im Gegenteil, gerade im Kontext der Klimawandelanpassung wird der Wert von ÖSL zunehmend erkannt werden. Die entscheidende Rolle, die ÖSL für das Funktionieren von sozial-ökologischen Fließgewässer-Systemen spielen, wird nicht nur in der Politik, sondern auch in der Praxis zunehmend erkannt werden.

6 Literatur

- Albert, C, J Hauck, N Buhr, und C von Haaren. 2014. “What Ecosystem Services Information Do Users Want? Investigating Interests and Requirements among Landscape and Regional Planners in Germany.” *Landscape Ecology*, 1–13.
- Alkemade, Rob, Benjamin Burkhard, Neville D. Crossman, Stoyan Nedkov, und Katalin Petz. 2014. “Quantifying Ecosystem Services and Indicators for Science, Policy and Practice.” *Ecological Indicators* 37 (PART A): 161–62. doi:10.1016/j.ecolind.2013.11.014.
- Aylward, Bruce, Jayanta Bandyopadhyay, und Juan-Carlos Belausteguigotia. 2005. “Freshwater Ecosystem Services.” In *Ecosystems and Human Well-Being: Policy Responses*, 213–54.
- Böck, Kerstin, Susanne Muhar, Andreas Muhar, und Renate Polt. 2015. “The Ecosystem Services Concept: Gaps between Science and Practice in River Landscape Management.” *GAIA - Ecological Perspectives for Science and Society* 24 (1). Oekom Verlag: 32–40. doi:10.14512/gaia.24.1.8.
- Bouma, Jetske A., und Pieter J. H. van Beukering. 2015. “Ecosystem Services: From Concept to Practice.” In *Ecosystem Services. From Concept to Practice*, edited by Jetske A. Bouma und Pieter J. H. van Beukering, 3–21. Cambridge: Cambridge University Press.
- Boyd, James, und Spencer Banzhaf. 2007. “What Are Ecosystem Services? The Need for Standardized Environmental Accounting Units.” *Ecological Economics* 63 (2-3): 616–26. doi:10.1016/j.ecolecon.2007.01.002.
- Brouwer, Roy, David Barton, Ian Bateman, Luke Brander, Stavros Georgiou, Julia Martin-Ortega, Stale Navrud, Manuel Pulido-Velazquez, Marije Schaafsma, und Alfred Wagtendonk. 2009. “Economic Valuation of Environmental and Resource Costs and Benefits in the Water Framework Directive: Technical Guidelines for Practitioners.”
- Busch, Dieter, Horst Büther, Harald Rahm, Kerstin Ostermann, und Andreas Thiel. 2001. “Emscher-PLUS - Projekt zur Langzeit-Untersuchung des Sanierungserfolges.”
- Castro Martínez, A.J., Marina García-Llorente, Berta Martín-López, Ignacio Palomo, und Irene Iniesta-Arandia. 2013. “Multidimensional Approaches in Ecosystem Services Assessment.” In *Earth Observation of Ecosystem Services*, Hrsg.: D. Alcaraz-Segura, C.D. Di Bella, und Y.V. Straschnoy, 441–68. CRC Press, Boca Raton.
- CBD. 2010. *The Strategic Plan for Biodiversity 2011-2020 and the Aichi Biodiversity Targets*. Nagoya, Japan.
- Chan, Kai M A, Joshua Goldstein, Terre Satterfield, Neil Hannahs, Kekuewa Kikiloi, Robin Naidoo, Nathan Vadeboncoeur, und Ulalia Woodside. 2011. “Cultural Services and Non-Use Values.” In *Natural Capital: Theory and Practice of Mapping Ecosystem Services*, Hrsg.: Peter Kareiva, Heather Tallis, Taylor H. Ricketts, Gretchen C Daily, und Stephen Polasky, 206–28. Oxford New York: Oxford University Press.
- Chan, Kai M A, Anne D. Guerry, Patricia Balvanera, Sarah Klain, Terre Satterfield, Xavier Basurto, Ann Bostrom, et al. 2012. “Where Are Cultural and Social in Ecosystem Services? A Framework for Constructive Engagement.” *BioScience* 62 (8): 744–56. doi:10.1525/bio.2012.62.8.7.

- Chan, Kai M A, M Rebecca Shaw, David R Cameron, Emma C Underwood, und Gretchen C Daily. 2006. "Conservation Planning for Ecosystem Services." *PLoS Biol* 4 (11). Public Library of Science: e379.
<http://dx.doi.org/10.1371%2Fjournal.pbio.0040379>.
- Costanza, Robert, Ralph D'Arge, Rudolf de Groot, Stephen Farber, Monica Grasso, Bruce Hannon, Karin Limburg, et al. 1997. "The Value of the World's Ecosystem Services and Natural Capital." *Nature* 387 (6630): 253–60. doi:10.1038/387253a0.
- Costanza, Robert, Rudolf de Groot, Paul Sutton, Sander van der Ploeg, Sharolyn J. Anderson, Ida Kubiszewski, Stephen Farber, und R. Kerry Turner. 2014. "Changes in the Global Value of Ecosystem Services." *Global Environmental Change* 26 (May): 152–58. doi:10.1016/j.gloenvcha.2014.04.002.
- de Groot, R S, R Alkemade, L Braat, L Hein, und L Willemsen. 2010. "Challenges in Integrating the Concept of Ecosystem Services and Values in Landscape Planning, Management and Decision Making." *Ecological Complexity* 7 (3): 260–72. doi:10.1016/j.ecocom.2009.10.006.
- DEFRA. 2007. "An Introductory Guide to Valuing Ecosystem Services." https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/69192/pb12852-eco-valuing-071205.pdf.
- Dunn, Robert R. 2010. "Global Mapping of Ecosystem Disservices: The Unspoken Reality That Nature Sometimes Kills Us." *Biotropica* 42 (5): 555–57. doi:10.1111/j.1744-7429.2010.00698.x.
- Eder, Renate, und Arne Arnberger. 2016. "How Heterogeneous Are Adolescents' Preferences for Natural and Semi-Natural Riverscapes as Recreational Settings?" *Landscape Research* 41 (5). Routledge: 555–68. doi:10.1080/01426397.2015.1117063.
- EG/LV. 2015. "Emscher Umbau." <http://www.eglv.de/>.
- European Commission. 2011. "EU Biodiversity Strategy to 2020 - Fact Sheet." doi:10.277924101.
- European Commission. 2015. "Report from the Commission to the European Parliament and the Council: The Mid Term Review of the EU Biodiversity Strategy to 2020."
- Everard, Mark. 2009. *Using Science to Create a Better Place: Ecosystem Services Case Studies*. Bristol: Environment Agency. <http://catalog.ipbes.net/assessments/194>.
- Feld, Christian K., José Paulo Sousa, Pedro Martins da Silva, und Terence P. Dawson. 2010. "Indicators for Biodiversity and Ecosystem Services: Towards an Improved Framework for Ecosystems Assessment." *Biodiversity and Conservation* 19 (10): 2895–2919. doi:10.1007/s10531-010-9875-0.
- García-Llorente, Marina, Antonio J. Castro, Cristina Quintas-Soriano, Iván López, Hermelindo Castro, Carlos Montes, und Berta Martín-López. 2016. "The Value of Time in Biological Conservation and Supplied Ecosystem Services: A Willingness to Give up Time Exercise." *Journal of Arid Environments* 124: 13–21.
- Gerner, Nadine, Sebastian Birk, Caroline Winking, und Issa Nafu. 2015. "Welche Ökosystemleistungen bringen Renaturierungen in urbanen Räumen mit sich?" In *DGL 2015 – Essen – Jahrestagung der Deutschen Gesellschaft für Limnologie und der deutschsprachigen Sektionen der SIL*.

- Giddings, Bob, Bill Hopwood, und Geoff O'Brien. 2002. "Environment, Economy and Society: Fitting Them Together into Sustainable Development." *Sustainable Development* 10: 187–96.
- Gómez-Baggethun, Erik, Rudolf de Groot, Pedro L. Lomas, und Carlos Montes. 2010. "The History of Ecosystem Services in Economic Theory and Practice: From Early Notions to Markets and Payment Schemes." *Ecological Economics* 69 (6): 1209–18. doi:10.1016/j.ecolecon.2009.11.007.
- Gómez-Baggethun, Erik, Berta Martín-López, David Barton, Leon Braat, Eszter Kelemen, Marina García-Llorente, Heli Saarikoski, et al. 2014. "State-of-the-Art Report on Integrated Valuation of Ecosystem Services. EU FP7 OpenNESS Project Deliverable D.4.1/WP4."
- Grunewald, Karsten, und Olaf Bastian. 2013. *Ökosystemleistungen. Konzept, Methoden und Fallbeispiele*. Springer Spektrum.
- Haines-Young, Roy, und Marion Potschin. 2010. "The Links between Biodiversity, Ecosystem Services and Human Well-Being." In *Ecosystem Ecology: A New Synthesis*, Hrsg.: David G Raffaelli and Christopher L J Frid. Cambridge University Press.
- Haines-Young, Roy, und Marion Potschin. 2013. *Common International Classification of Ecosystem Services (CICES): Consultation on Version 4, August-December 2012*. EEA Framew Contract No EEA/IEA/09/003 34 p.
- Hauck, Jennifer, Christian Albert, Christine Fürst, Davide Geneletti, Daniele La Rosa, Carsten Lorz, und Marcin Spyra. 2015. "Developing and Applying Ecosystem Service Indicators in Decision-Support at Various Scales." *Ecological Indicators* 61: 1–5. doi:10.1016/j.ecolind.2015.09.037.
- Hauck, Jennifer, Burkhard Schwappe-Kraft, Christian Albert, Christoph Görg, Kurt Jax, Rita Jensen, Christine Fürst, et al. 2013. "The Promise of the Ecosystem Services Concept for Planning and Decision-Making." *GAIA* 22 (4): 232–36.
- Häyhä, Tiina, und Pier Paolo Franzese. 2014. "Ecosystem Services Assessment: A Review under an Ecological-Economic and Systems Perspective." *Ecological Modelling* 289 (October). Elsevier: 124–32. doi:10.1016/j.ecolmodel.2014.07.002.
- Heink, Ulrich, Jennifer Hauck, Kurt Jax, und Ulrich Sukopp. 2015. "Requirements for the Selection of Ecosystem Service Indicators - The Case of MAES Indicators." *Ecological Indicators* 61. Elsevier Ltd: 18–26. doi:10.1016/j.ecolind.2015.09.031.
- Heink, Ulrich, und Ingo Kowarik. 2010. "What Are Indicators? On the Definition of Indicators in Ecology and Environmental Planning." *Ecological Indicators* 10 (3): 584–93. doi:10.1016/j.ecolind.2009.09.009.
- IPBES. 2015. "IPBES." <http://www.ipbes.net/>.
- IWW Water Centre. 2014. "DESSIN-Demonstrate Ecosystem Services Enabling Innovation in the Water Sector." <https://dessin-project.eu/>.
- Kelemen, Eszter, Marina García-Llorente, György Pataki, Berta Martín-López, und Erik Gómez-Baggethun. 2014. "Non-Monetary Techniques for the Valuation of Ecosystem Service." In *OpenNESS Reference Book*. EC FP7 Grant Agreement No. 308428, 4. www.openness-project.eu/library/reference-book.
- Kienast, Felix. 2010. "Landschaftsdienstleistungen: Ein taugliches Konzept für Forschung und Praxis?" *Forum Für Wissen* 7-12.

- Koetse, Mark J., Roy Brouwer, und Pieter J. H. van Beukering. 2015. "Economic Valuation Methods for Ecosystem Services." In *Ecosystem Services. From Concept to Practice*, Hrsg.: Jetske A. Bouma und Pieter J. H. van Beukering, 108–31. Cambridge: Cambridge University Press.
- Kosoy, Nicolas, und Esteve Corbera. 2010. "Payments for Ecosystem Services as Commodity Fetishism." *Ecological Economics* 69 (6). Elsevier B.V.: 1228–36. doi:10.1016/j.ecolecon.2009.11.002.
- Kumar, M, und P Kumar. 2008. "Valuation of the Ecosystem Services: A Psycho-Cultural Perspective." *Ecological Economics* 64 (4): 808–19. doi:10.1016/j.ecolecon.2007.05.008.
- Maes, Joachim, Benis Egoh, Louise Willemen, Camino Liqueste, Petteri Vihervaara, Jan Philipp Schägner, Bruna Grizzetti, et al. 2012. "Mapping Ecosystem Services for Policy Support and Decision Making in the European Union." *Ecosystem Services* 1 (1): 31–39. doi:10.1016/j.ecoser.2012.06.004.
- Maes, Joachim, Camino Liqueste, Anne Teller, Markus Erhard, Maria Luisa Paracchini, José I. Barredo, Bruna Grizzetti, et al. 2016. "An Indicator Framework for Assessing Ecosystem Services in Support of the EU Biodiversity Strategy to 2020." *Ecosystem Services* 17 (February). Elsevier: 14–23. doi:10.1016/j.ecoser.2015.10.023.
- Maes, Joachim, Anne Teller, Markus Erhard, Patrick Murphy, Maria Luisa Paracchini, José I. Barredo, Bruna Grizzetti, et al. 2014. "Mapping and Assessment of Ecosystems and Their Services in the EU – the Swedish Forest Pilot." doi:10.2779/75203.
- Martínez-Harms, María José, und Patricia Balvanera. 2012. "Methods for Mapping Ecosystem Service Supply: A Review." *International Journal of Biodiversity Science, Ecosystem Services & Management* 8 (1-2): 17–25. doi:10.1080/21513732.2012.663792.
- Martín-López, Berta, Irene Iniesta-Arandia, Marina García-Llorente, Ignacio Palomo, Izaskun Casado-Arzuaga, David García Del Amo, Erik Gómez-Baggethun, et al. 2012. "Uncovering Ecosystem Service Bundles through Social Preferences." *PloS One* 7 (6). Public Library of Science: e38970. doi:10.1371/journal.pone.0038970.
- MEA. 2003. "Ecosystems and Human Well-Being: A Framework for Assessment." Washington, D.C. <http://www.millenniumassessment.org/en/Framework.html>.
- MEA. 2005. "Ecosystems and Human Well-Being: A Framework for Assessment. Millenium Ecosystem Assessment." Washington, D.C.
- Milcu, Andra Ioana, Jan Hanspach, David Abson, und Joern Fischer. 2013. "Cultural Ecosystem Services: A Literature Review and Prospects for Future Research." *Ecology and Society* 18 (3). The Resilience Alliance. doi:10.5751/ES-05790-180344.
- Muhar, S., K. Januschke, J. Kail, M. Poppe, S. Schmutz, D. Hering, und A. D. Buijse. 2016. "Evaluating Good-Practice Cases for River Restoration across Europe: Context, Methodological Framework, Selected Results and Recommendations." *Hydrobiologia* 769 (1). Springer International Publishing: 3–19. doi:10.1007/s10750-016-2652-7.
- Müller, Felix, und Benjamin Burkhard. 2012. "The Indicator Side of Ecosystem Services." *Ecosystem Services* 1 (1): 26–30. doi:10.1016/j.ecoser.2012.06.001.

- Naidoo, R, A Balmford, R Costanza, B Fisher, R E Green, B Lehner, T R Malcolm, and T H Ricketts. 2008. "Global Mapping of Ecosystem Services and Conservation Priorities." *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 105 (28): 9495–9500. doi:10.1073/pnas.0707823105.
- Nedkov, Stoyan, und Benjamin Burkhard. 2012. "Flood Regulating Ecosystem Services - Mapping Supply and Demand, in the Etropole Municipality, Bulgaria." *Ecological Indicators* 21: 67–79. doi:10.1016/j.ecolind.2011.06.022.
- Neßhöver, C, J Timaeus, H Wittmer, A Krieg, N Geamana, S Van Den Hove, J Young, und A Watt. 2013. "Improving the Science-Policy Interface of Biodiversity Research Projects." *GAIA* 22 (2): 99–103.
- Niemeijer, David, und Rudolf S. de Groot. 2008. "A Conceptual Framework for Selecting Environmental Indicator Sets." *Ecological Indicators* 8 (1): 14–25. doi:10.1016/j.ecolind.2006.11.012.
- Norgaard, Richard B. 2010. "Ecosystem Services: From Eye-Opening Metaphor to Complexity Blinder." *Ecological Economics* 69 (6). Elsevier B.V.: 1219–27. doi:10.1016/j.ecolecon.2009.11.009.
- Norton, Lisa, Sheila Greene, Paul Scholefield, und Mike Dunbar. 2015. "The Importance of Scale in the Development of Ecosystem Service Indicators?" *Ecological Indicators* 61. Elsevier Ltd: 130–40. doi:10.1016/j.ecolind.2015.08.051.
- Oteros-Rozas, E, B Martín-López, J A González, T Plieninger, C A López, und C Montes. 2014. "Socio-Cultural Valuation of Ecosystem Services in a Transhumance Social-Ecological Network." *Regional Environmental Change* 14 (4). Social-Ecological Systems Laboratory, Universidad Autónoma de Madrid, Madrid, Spain: 1269–89. doi:10.1007/s10113-013-0571-y.
- Portman, Michelle E. 2013. "Ecosystem Services in Practice: Challenges to Real World Implementation of Ecosystem Services across Multiple Landscapes E A Critical Review." *Applied Geography* 45: 185–92.
- Raymond, Christopher M, Brett A Bryan, Darla Hatton MacDonald, Andrea Cast, Sarah Strathearn, Agnes Grandgirard, und Tina Kalivas. 2009. "Mapping Community Values for Natural Capital and Ecosystem Services." *Ecological Economics* 68 (5): 1301–15. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.ecolecon.2008.12.006.
- REFORM. 2015. "REstoring Rivers FOR Effective Catchment Management." <http://www.reformrivers.eu/>.
- Rewitzer, S., B. Matzdorf, und S. Trampnau. 2014. "Das Konzept der Ökosystemleistungen aus Sicht der deutschen Umweltverbände." *Natur und Landschaft* 89 (2): 61–65.
- Rey Benayas, J.M., A.C. Newton, A. Diaz, und J.M. Bullock. 2009. "Enhancement of Biodiversity and Ecosystem Services by Ecological Restoration: A Meta-Analysis." *Science* 325 (5944): 1121–24. <http://www.sciencemag.org/content/325/5944/1121>.
- Reyjol, Yorick, Christine Argillier, Wendy Bonne, Angel Borja, Anthonie D Buijse, Ana Cristina Cardoso, Martin Daufresne, et al. 2014. "Assessing the Ecological Status in the Context of the European Water Framework Directive: Where Do We Go Now?" *The Science of the Total Environment* 497-498 (November). Elsevier: 332–44. doi:10.1016/j.scitotenv.2014.07.119.
- RWI. 2013. "Regionalökonomische Effekte des Emscherumbaus." Deutschland, Essen.

- Satz, Debra, Rachelle K. Gould, Kai M A Chan, Anne Guerry, Bryan Norton, Terre Satterfield, Benjamin S. Halpern, et al. 2013. "The Challenges of Incorporating Cultural Ecosystem Services into Environmental Assessment." *Ambio* 42 (6): 675–84. doi:10.1007/s13280-013-0386-6.
- Schröter-Schlaack, Christoph, Heidi Wittmer, Melanie Mewes, und Imma Schniewind. 2014. Der Nutzen von Ökonomie und Ökosystemleistungen für die Naturschutzpraxis. Workshop IV: Landwirtschaft. BfN-Skripten 359. Bonn-Bad Godesberg.
- Schwaiger, Elisabeth, Andreas Berthold, Helmut Gaugitsch, Martin Götzl, Eva Milota, Michael Mirtl, Gabriele Peterseil, Johannes Sonderegger, und Sigrid Stix. 2015. "Wirtschaftliche Bedeutung von Ökosystemleistungen. Monetäre Bewertung: Risiken und Potenziale." Umweltbundesamt, Wien.
- Seligman, Clive. 1989. "Environmental Ethics." *Journal of Social Issues* 45 (1): 169–84.
- Sommerhäuser, Mario, und Nadine Gerner. 2015. "Ökosystemleistungen als Instrument der Wasserwirtschaft dargestellt am Beispiel des Emscherumbaus." In 5. Ökologisches Kolloquium der BfG: Ökosystemleistungen – Herausforderungen und Chancen im Management von Fließgewässern und PIANC-Seminar: Ecosystem Services: Identification, Assessment and Benefits for Navigation Infrastructure Projects.
- Spash, Clive L. 2008. "How Much Is That Ecosystem in the Window? The One with the Bio-Diverse Trail." *Environmental Values* 17 (2): 259–84. doi:10.3197/096327108X303882.
- TEEB. 2010. "The Economics of Ecosystems and Biodiversity: Mainstreaming the Economics of Nature: A Synthesis of the Approach, Conclusions and Recommendations of TEEB."
- ten Brink, Patrick, und Ingo Bräuer. 2008. "Proceedings of the Workshop on the Economics of the Global Loss of Biological Diversity , with Inputs from Kuik O, Markandya A, Nunes P, and Rayment M, Kettunen M, Neuville A, Vakrou A and Schröter-Schlaack." http://ec.europa.eu/environment/nature/biodiversity/economics/teeb_en.htm.
- Turner, Kerry, Stavros Georgiou, Rebecca Clark, Roy Brouwer, und Jacob Burke. 2004. "Economic Valuation of Water Resources in Agriculture. From the Sectoral to a Functional Perspective of Natural Resource Management."
- van Beukering, Pieter J. H., Roy Brouwer, und Mark J. Koetse. 2015. "Economic Values of Ecosystem Services." In *Ecosystem Services. From Concept to Practice*, Hrsg.: Jetske A. Bouma und Pieter J. H. van Beukering, 89–107. Cambridge: Cambridge University Press.
- Verhagen, Willem, Peter H. Verburg, Nynke Schulp, und Julia Stürck. 2015. "Mapping Ecosystem Services." In *Ecosystem Services. From Concept to Practice*, Hrsg.: Jetske A. Bouma und Pieter J. H. van Beukering, 65–86. Cambridge: Cambridge University Press.
- Vermaat, Jan E., Alfred J. Wagtendonk, Roy Brouwer, Oleg Sheremet, Erik Ansink, Tim Brockhoff, Maarten Plug, et al. 2015. "Assessing the Societal Benefits of River Restoration Using the Ecosystem Services Approach." *Hydrobiologia*, September. Kluwer Academic Publishers. doi:10.1007/s10750-015-2482-z.

- Vlachopoulou, M, D Coughlin, D Forrow, S Kirk, P Logan, und N Voulvoulis. 2014. "The Potential of Using the Ecosystem Approach in the Implementation of the EU Water Framework Directive." *The Science of the Total Environment* 470-471 (February). Elsevier: 684–94. doi:10.1016/j.scitotenv.2013.09.072.
- Wallis, Catherine, Nirmala Séon-Massin, Frédérique Martini, und Michel Schouppe. 2011. "Implementation of the Water Framework Directive. When Ecosystem Services Come into Play." In 2nd "Water Science Meets Policy" Event. Brussels, 29 & 30 September 2011, 212.
- Westman, Walter E. 1977. "How Much Are Nature's Services Worth?" *Science* 197 (4307): 960–64.
- Wiggering, Hubert, und Felix Müller. 2004. *Umweltziele und Indikatoren - Wissenschaftliche Anforderungen an ihre Festlegung und Fallbeispiele*. Hrsg.: Hubert Wiggering und Felix Müller. *Geowissenschaften + Umwelt*. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. doi:10.1007/978-3-642-18940-1.
- Winking, Caroline, Armin W. Lorenz, Bernd Sures, und Daniel Hering. 2014. "Recolonisation Patterns of Benthic Invertebrates: A Field Investigation of Restored Former Sewage Channels." *Freshwater Biology* 59 (9): 1932–44. doi:10.1111/fwb.12397.
- Young, Robert A. 2005. *Determining the Economic Value of Water: Concepts and Methods*. Washington DC: Resources for the Future.

Korrespondenz an:

DI Dr. Kerstin Böck

Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement
Gregor-Mendel-Straße 33, 1180 Wien

Tel.: 01-47654-81238

Mail: kerstin.boeck@boku.ac.at

Feinrechen in der Abwasserreinigung

Thomas Uckschies

Entsorgungsverband Saar / Dr. Uckschies Consult

Abstract: Das im Rohabwasser enthaltene Rechengut verursacht bei seiner unzureichenden Entfernung durch die mechanische Reinigungsstufe eine Vielzahl von Problemen im weiteren Reinigungsprozess. Als Beispiele seien hier auf Verzopfungen an Kabeln, Pumpenblockaden u.ä. verwiesen. Der Einsatz von Feinrechen auf Kläranlagen ist daher ein fester Bestandteil der Abwasserreinigung.

Das Betriebsergebnis von Feinrechenanlagen wird durch viele Faktoren bestimmt. Naheliegend ist die Betrachtung der auf der Kläranlage herrschenden Bedingungen im Rechengerinne, wie z.B. Fließgeschwindigkeit oder Anströmung der Feinrechenanlage. Darüber hinaus beeinflussen aber auch die Gegebenheiten im jeweiligen Einzugsgebiet einer Kläranlage oder vorgeschaltete Verfahrensstufen die betriebliche Leistung einer jeden Feinrechenanlage.

Zu diesen Einflussfaktoren zählen bei Kanalnetzen im Mischsystem zum Beispiel die Bauwerke der Regenwasserbehandlung, insbesondere die den Kläranlagen direkt vorgeschalteten Stauräume. Weiterhin von Bedeutung sind den Feinrechen vorgeschaltete Grobrechenanlagen.

Die Berücksichtigung dieser Faktoren ist Voraussetzung für eine erfolgreiche Erneuerung bzw. Neukonzeption einer Feinrechenanlage.

Key Words: Feinrechen, Auslegung, Rechengutanfall, Fließgeschwindigkeit, Störungs- und Wartungszeiten

1 Grundlagen der Rechendimensionierung

Die Auslegung von Feinrechen erfolgt nach dem Grundsatz, die Passage einer definierten Rohabwassermenge mit den enthaltenen Grobstoffen durch ein Stab- oder Lochgitter sicherzustellen. Hierbei werden mittels Größenausschlussverfahren die Grobstoffe entsprechend der Trenngrenze des Trennelementes des jeweils eingesetzten Feinrechens zurückgehalten (mechanisches Stofftrennverfahren [1] bei der Fest-Flüssigtrennung). Dabei darf weder das Rechengerinne überstaut noch die Notumgehung an Anspruch genommen werden. Mag dies in der Theorie noch einfach sein, so stellen die Zusammensetzung des Rohabwassers

oder das stoßweise Auftreten von Grobstoffen ein ernstzunehmendes Problem für die Betreiber von Kläranlagen dar.

Da sowohl die Rechenanlage als auch die Einrichtungen zur weiteren Rechengutbehandlung eine verfahrenstechnische Einheit darstellen, müssen auch diese Peripherieaggregate (z.B. Förderer, Rechengutpressen etc.) alle auftretenden Belastungen sicher bewältigen können.

Grundsätzlich gilt aber, dass es kaum möglich ist, alle Eventualitäten zu berücksichtigen oder einen 100%-ig störungsfreien Betrieb zu gewährleisten. Voraussetzung für das Erreichen dieses Zieles ist eine vorbehaltlose Zusammenarbeit zwischen Kläranlagenbetreibern, Planern und Rechenherstellern.

1.1 Randbedingungen für die Dimensionierung von Feinrechenanlagen

1.1.1 Technische Randbedingungen

Folgende Randbedingungen sollten für die Dimensionierung von Feinrechenanlagen bekannt bzw. einvernehmlich festgelegt sein:

Randbedingungen des Einzugsgebietes und vorgeschaltete Aggregate

Bereits die jeweiligen Randbedingungen des Einzugsgebietes (z.B. Trenn- oder Mischsystem, direkt vorgeschaltete Stauräume, Wald- oder Parkflächen etc.) und eventuell vorgeschaltete Aggregate wie Geröllfänge und Grobrechen beeinflussen das Betriebsergebnis von Feinrechenanlagen.

Abwassermenge je Rechen und Varianz im Tagesgang

Die genaue Kenntnis der Abwassermengenvarianz ist für die Ermittlung der Fließgeschwindigkeit bei verschiedenen Betriebszuständen wichtig.

Rechengutmenge

Die Rechengutmenge beeinflusst neben der Auslegung der peripheren Aggregate auch die Belegung des Trennelementes und damit auch den Stauzuschlag bzw. Gefällsverlust und somit die Fließgeschwindigkeit im Rechengerinne.

Gerinnegestaltung

Die Gestaltung des Gerinnes, d.h. dessen Geometrie, Gefälle und Querschnitt, haben erheblichen Einfluss auf die Fließgeschwindigkeit bei unterschiedlichen Wassermengen.

Fließgeschwindigkeit im Rechengerinne

Die Fließgeschwindigkeit im Gerinne hat, wie die weiteren Ausführungen zeigen werden, maßgeblichen Einfluss auf die Störungshäufigkeit und auch auf die Rechengutelimination.

Art des Feinrechens

Die frühzeitig zu treffende Entscheidung für ein bestimmtes Funktionsprinzip des Feinrechens hat auch wegen der Räumgeschwindigkeit des Aggregates eminenten Einfluss auf den Stauverlust.

Spalt- beziehungsweise Lochweite

Die Spalt- oder Lochweite des Feinrechens hat Einfluss auf die zu erwartende Rechengutmenge und den Stauzuschlag / Gefällsverlust des Rechens.

Stauzuschlag / Gefällsverlust mit Berücksichtigung der Belegung und evtl. Rückstau im Rechenablauf

Der Stauzuschlag unter Einbeziehung der Belegung ist, da die Rechensteuerung in aller Regel über eine einstellbare Wasserspiegeldifferenzmessung erfolgt, vor allem für die Festlegung der Höhenpunkte und die Höhenlage von Umgehungsschwellen von Bedeutung.

Wirksame Rechenfläche mit Berücksichtigung der Belegung und eventuellem Rückstau im Rechenablauf

Die wirksame Rechenfläche stellt die Rechenrostfläche dar, die effektiv für die Rechengutelimination zur Verfügung steht. Es versteht sich von selbst, dass auch hier Belegung und eventuelle hydraulische Besonderheiten mit einbezogen werden müssen.

1.1.2 Finanzielle Randbedingungen

Oft beeinflusst der zur Verfügung stehende finanzielle Rahmen die Auswahl einer Feinrechenanlage. An dieser Stelle muss aber klar herausgestellt werden, dass immer der eigentliche Zweck, nämlich die Rechengutelimination, im Vordergrund stehen muss. Weiterhin von Bedeutung ist die Betriebssicherheit einer Feinrechenanlage, denn wenn sie betriebssicher und wartungsarm arbeitet, entstehen auch keine feinrechenbezogenen Zusatzkosten. Energie- und Kapitalkosten sind nach der Anschaffung einer Feinrechenanlage kaum beeinflussbar, siehe auch Abbildung 1:

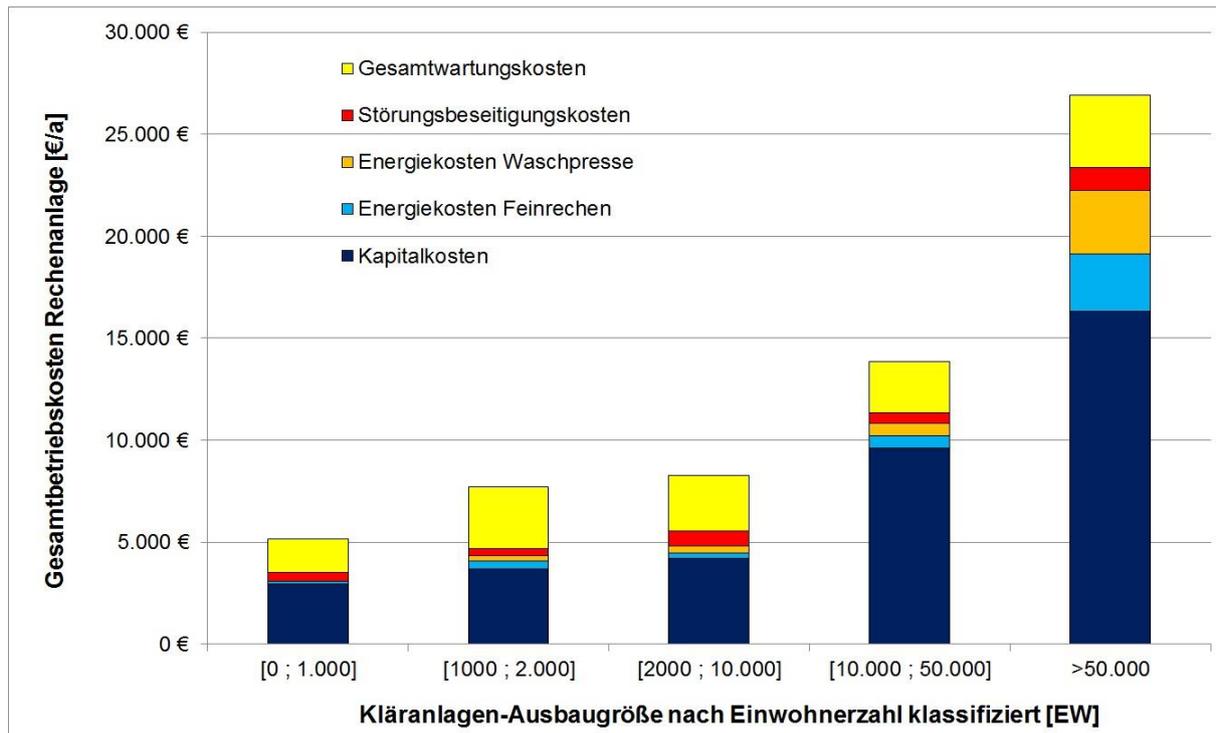


Abbildung 1: Kostenstruktur der Gesamtbetriebskosten einer Feinrechenanlage

Der Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen erfordert den Einsatz finanzieller Mittel, die in aller Regel über die Abwassergebühr gegenfinanziert werden. Nach einer diesbezüglichen Auswertung [2] entfallen dabei auf die Kostengruppen Energiekosten und Personalkosten jeweils 30 % der Jahresbetriebskosten einer Abwasserreinigungsanlage.

Im Einzelnen fallen **objektspezifische Betriebs- und Instandhaltungskosten** – verursacht von einzelnen Objekten und somit Verfahrensteilen zuordenbar – und **anlagenspezifische Betriebskosten** – als Gemeinkosten der Anlage keinem konkreten Objekt zuordenbar – an, die wie folgt aufzuteilen sind [3]:

- objektspezifische Betriebs- und Instandhaltungskosten:
 - Energiekosten
 - Instandhaltungskosten
 - Stoffkosten
- anlagenspezifische Betriebskosten:
 - Personalkosten
 - Kosten aus der Abwasserabgabe
 - Kosten der Reststoffentsorgung

Da die Reststoffentsorgung jedoch allein auf Grund der Herkunft der im Reinigungsprozess eliminierten Reststoffe durchaus einer Verfahrensstufe

zugeordnet werden kann, muss diese Einteilung in Zweifel gezogen werden. Die Reststoffentsorgung muss als Bestandteil der objektspezifischen Betriebs- und Instandhaltungskosten angesehen werden. Die Entsorgungskosten für das aus dem Rohabwasser eliminierte Rechengut sind standortspezifisch als konstanter Kostenfaktor anzusetzen.

Je kleiner die Ausbaugröße der Abwasserreinigungsanlage ist, desto größer sind die zuflussspezifischen und einwohnerwertspezifischen Betriebskosten der Rechengutelimination. Diese Kosten bestimmen somit maßgeblich das Betriebsergebnis von Feinrechen. Für das Betriebsergebnis von Feinrechen sind vor allem ein gutes Ergebnis bei der Rechengutelimination und eine möglichst geringe Personalbindung an diese Verfahrensstufe (Zeitaufwand Störungsbeseitigung und Wartung) von Bedeutung.

Die Kapitalkosten sind nach Abbildung 1 anteilmäßig der größte Posten bei den Gesamtbetriebskosten einer Feinrechenanlage (gewählter Ansatz: Abschreibungszeitraum 15 Jahre, Zinssatz 3 %). Sie sind jedoch nach der Anschaffung des Feinrechens nur buchhalterisch z.B. über eine längere Abschreibung beeinflussbar.

Die Energiekosten für den Betrieb der Feinrechenanlage spielen hingegen eine untergeordnete Rolle. Die Laufzeit der Antriebe ist im Vergleich zu anderen Aggregaten gering und die Antriebsleistung der Motoren sehr klein. Setzt man die Anteile der Verfahrensstufen an den Jahresgesamtkosten für Energie bei den heute üblichen Kläranlagen mit Belebungsverfahren mit 100% an, so entfallen lediglich 1% auf die Rechen [4]. Damit wird eine Beeinflussung dieses Teils der objektspezifischen Kosten, z.B. durch Einsatz energieeffizienterer Antriebe, keine spürbare Veränderung bei den Gesamtkosten ergeben.

Daher verbleiben allein die Störungsbeseitigungs- und Wartungskosten, die durch den entstehenden Zeitaufwand im Wesentlichen Personalkosten beinhalten, als die alleinig beeinflussbare Kostenkomponente erhalten. Aus diesem Grund darf eine Entscheidung für einen bestimmten Feinrechentyp nicht ausschließlich auf der Basis der Investitionskosten getroffen werden.

2 Kapazitätserweiterung einer Feinrechenanlage

2.1 Eigenschaften des Einzugsgebietes und Rechengutanfall

Das Einzugsgebiet einer Kläranlage ist bestimmend für den Rechengutanfall an der Rechenanlage. Dabei spielen sowohl die Art des Entwässerungssystems als auch die geografische Lage eine große Bedeutung. Aber auch die Struktur und die

Ausbaugröße der Kläranlage bestimmen den Rechengutanfall, wie die nachfolgende Tabelle 1 zeigt:

Tabelle 1: Einwohnerspezifischer Rechengutanfall, klassifiziert nach Ausbaugrößen der Kläranlagen mit Minima, Maxima und Mittelwerten, Datenbasis in Klammern

Ausbaugröße	Rechengutanfall gepresst [l/(EW×a)]		
	Minimum	Mittelwert	Maximum
Größenklasse 1 (58)	0,2	2,7	12,7
Größenklasse 2 (26)	0,7	4,3	11,9
Größenklasse 3 (32)	0,4	4,0	19,8
Größenklasse 4 (101)	0,3	2,9	12,2
Größenklasse 5 (19)	0,3	2,1	7,2
bis 1 TEW (58)	0,2	2,7	12,7
1 TEW – 2 TEW (26)	0,7	4,3	11,9
2 TEW – 10 TEW (46)	0,4	3,3	19,8
10 TEW – 50 TEW (83)	0,3	3,0	10,1
ab 50 TEW (37)	0,3	2,5	12,2

Hinzu kommen saisonale Einflüsse, die in jedem Einzugsgebiet verschieden sind. Daher ist die Kalkulation des Rechengutanfalls [6] im Vorfeld sehr schwierig, aber unter bestimmten Voraussetzungen möglich, [7], [8]. Nach wie vor mit großen Unwägbarkeiten behaftet ist die Kalkulation von Stoßbelastungen.

2.2 Vorgeschaltete Verfahrensstufen

Vorgeschaltete Verfahrensstufen wie Geröllfänge oder Grobrechen beeinflussen die Störungshäufigkeit und den Wartungsaufwand von Feinrechen positiv. Dies ist einfach erklärbar, denn sehr große oder mineralische Abwasserbestandteile sind die Hauptursachen für Störungen oder den Verschleiß von Feinrechenanlagen.

Dabei ist aber stets zu berücksichtigen, dass Geröllfänge die Personalbindung an die Feinrechenanlage im Mittel nur um rund 13 h/a senken. Auch ein der Feinrechenanlage vorgeschalteter Grobrechen beeinflusst die Personalbindung an den Feinrechen positiv. In Kombination mit einem Geröllfang sinkt die jährliche Personalbindung an den Feinrechen im Mittel um weitere 7 h/a. In der Abbildung 2 wird dies gegenübergestellt.

Inwieweit die erforderlichen Aufwendungen zur Entleerung oder Re-Investitionen bei technischen Einrichtungen diesen Zeit- und Kostenvorteil überwiegen, muss daher jeweils im Einzelfall beurteilt werden.

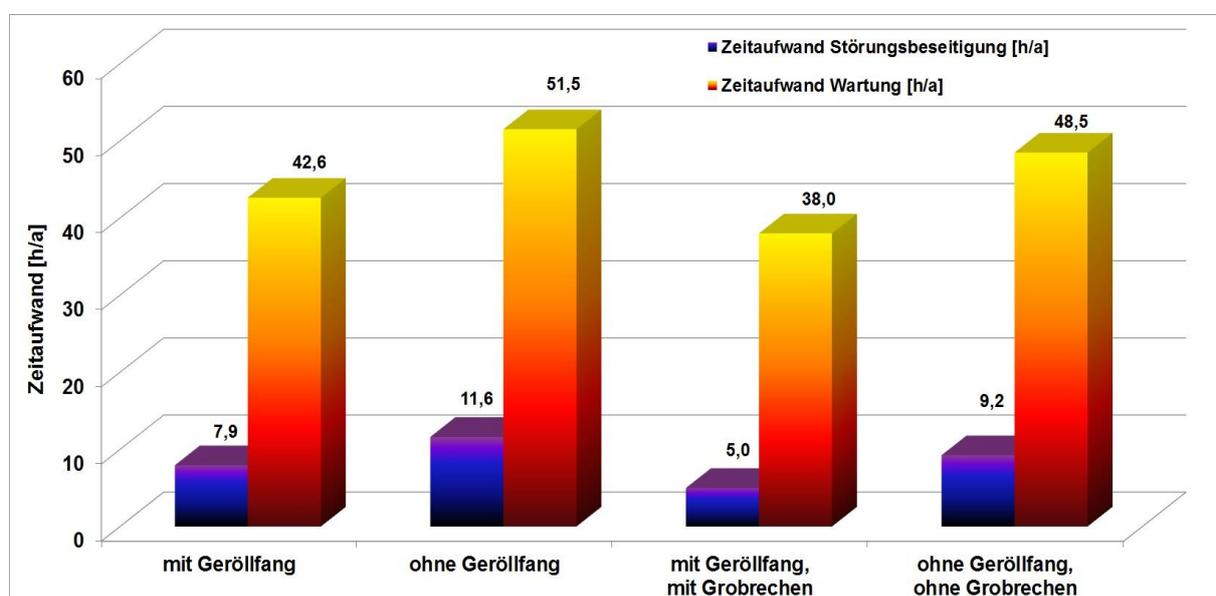


Abbildung 2: Einfluss von Geröllfang und Grobrechen auf die Personalbindung an den Feinrechen

Sind der Kläranlage große Stauräume zur Mischwasserbehandlung direkt vorgeschaltet, sollte der Einsatz von Geröllfängen und Grobrechen zumindest in Erwägung gezogen werden.

2.3 Fließgeschwindigkeit im Feinrechenzulauf

Die Fließgeschwindigkeit im Zulauf zur Feinrechenanlage ist einer der wesentlichsten Faktoren für ein gutes Betriebsergebnis von Feinrechenanlagen, wie die Abbildung 3 zeigt.

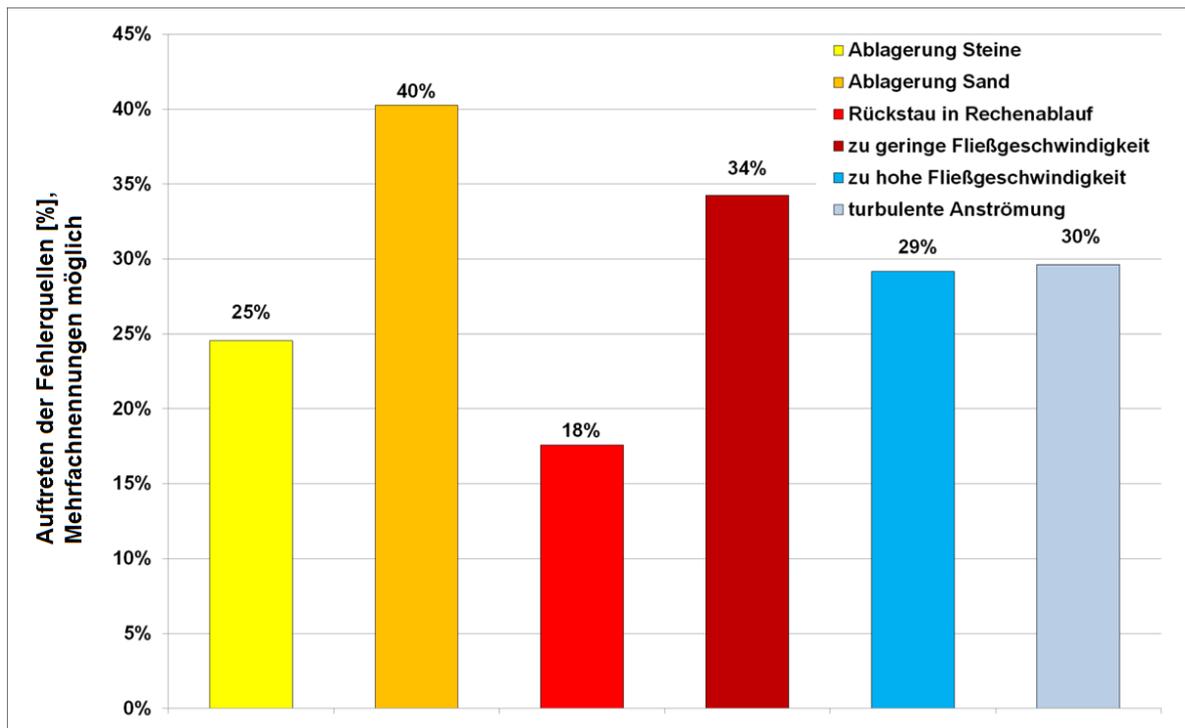


Abbildung 3: Auftreten wichtiger Fehlerquellen (218 Kläranlagen = 100%)

Aus der Abbildung 3 ist neben der Häufigkeit der Fehlerquellen auch sehr gut der Zusammenhang zwischen B – der Sedimentation von Sand (40%) und D – zu geringer Zulaufgeschwindigkeit (34%) als Ursache dafür zu erkennen. Zudem korreliert eine zu hohe Fließgeschwindigkeit (E, 29%) sehr gut mit der sehr häufig verbundenen turbulenten Anströmung der Feinrechenanlage (F, 30%).

Zudem bestimmt die Fließgeschwindigkeit im Zulauf zur Feinrechenanlage in erheblichem Maß die aus dem Rohabwasser eliminierte Menge an Rechengut. Da sie direkt vom Zulaufvolumenstrom abhängig ist, kommt der Gestaltung des Feinrechengerinnes eine sehr große Bedeutung zu.

Verschiedene Auswertungen haben gezeigt, dass beim maximalen Trockenwetterzufluss zur Kläranlage eine Fließgeschwindigkeit im Zulauf zum Feinrechen um 0,5 m/s erreicht werden sollte. Gerade bei Kläranlagen im Mischsystem ist es sehr schwer, für jeden Volumenstrom eine optimale Fließgeschwindigkeit zu erreichen. Dies stellt sehr hohe Anforderungen an die Gerinnemodellierung, wie im Abschnitt 2.7 noch aufgezeigt wird.

Auch der Räumzyklus der Rechenanlage beeinflusst die Fließgeschwindigkeit deutlich, wie die Abbildung 4 zeigt:

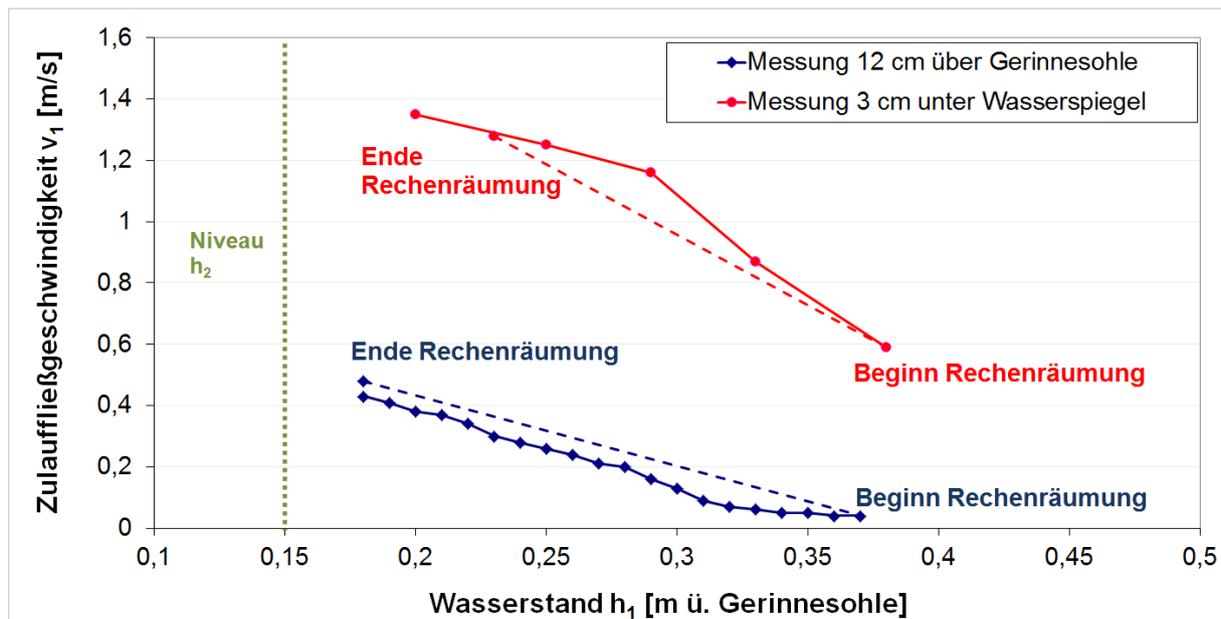


Abbildung 4: Abnahme der punktuell gemessenen Zulauffließgeschwindigkeit v_1 bei steigendem Wasserspiegel h_1 vor dem Feinrechen als Folge der Belegung des Rechenrostes

Eine steigende Belegung des Trennelementes verursacht zustromseitig einen steigenden Wasserspiegel. Dadurch sinkt die Fließgeschwindigkeit, die mit der Räumung des Trennelementes schlagartig wieder ansteigt. Wenn auch Fließgeschwindigkeit im Zulauf zur Feinrechenanlage nicht über alle Betriebszustände im idealen Bereich gehalten werden kann, so sollte es zumindest für den unbelegten Rechen angestrebt werden.

2.4 Richtungsänderungen des Feinrechengerinnes

Die Mechanismen des Stofftransports in natürlichen Fließgewässern lassen sich auch auf die Strömungsvorgänge in Rechengerinnen übertragen. Dementsprechend bilden sich bei starken Richtungsänderungen des Gerinnes immer Zonen mit geringerer Fließgeschwindigkeit mit den entsprechenden Sedimentablagerungen und höherer Fließgeschwindigkeit ohne derartige Ablagerungen. Diese Sedimentablagerungen, die sich vorrangig bei geringer hydraulischer Beaufschlagung bilden, werden bei großen hydraulischen Frachten wieder mobilisiert und dann stoßartig in die Rechenanlage eingetragen. Dies führt dann sehr oft zu Störungen am Feinrechen.

Als Faustformel gilt, dass innerhalb einer Strecke von mindestens 3,5 m vor dem Feinrechen keine Richtungsänderungen mehr vorgesehen sollten.

2.5 Mischwasserzuflussspezifische senkrechte durchströmte Gerinne- fläche

Die senkrechte durchströmte Fläche des Gerinnes vor der Feinrechenanlage A_S ist ein wichtiges Maß für deren Funktion ist. Diese Fläche wird aus der Gerinnebreite B und dem maximalen Wasserstand h_1 vor der Feinrechenanlage wie folgt ermittelt:

$$A_S = B \times h_1$$

Dementsprechend gibt es, bezogen auf den Mischwasserzufluss Q_m , einen für die wichtigen Betriebsparameter Rechengutelimination oder die Störungsminimierung idealen Bereich der durchströmten senkrechten Gerinnefläche. Für diese Betrachtung müssen die Feinrechen nach Stabrechen, Spaltsieben und Lochsieven unterschieden werden. Die Trennung nach Rechentypen ist erforderlich, da nicht ausgeschlossen werden kann, dass Unterschiede durch den eingesetzten Rechenrost die Betrachtung beeinflussen können.

Tabelle 2: Mischwasserzuflussspezifische senkrecht durchströmte Gerinnefläche MSDG in [$\text{cm}^2/(\text{l}\times\text{s})$] mit den besten Betriebsergebnissen getrennt nach Rechenarten

Rechenart	Optimale MSDG
Stabrechen	rund 100 $\text{cm}^2/(\text{l}\times\text{s})$
Spaltsiebe	rund 100 $\text{cm}^2/(\text{l}\times\text{s})$
Lochsiebe	rund 90 $\text{cm}^2/(\text{l}\times\text{s})$

Auffallend ist, dass bei allen ausgewerteten Rechenarten der optimale Bereich der MSDG zwischen 90 und 100 $\text{cm}^2/(\text{l}\times\text{s})$ Mischwasserzufluss, das heißt Fluidvolumenstrom Q_m zum Feinrechen, liegt. Dies kann bei der Planung einer Feinrechenanlage überschlägig angesetzt werden.

Eine Betrachtung des absoluten Wertes der senkrechten durchströmten Gerinnefläche ist hier nicht sinnvoll, da zu groß oder zu klein dimensionierte Rechengerinne das Ergebnis verfälschen können. Die Betrachtung nach Einwohnerwerten ist hier ebenfalls nicht zielführend, da allein die Zahl der angeschlossenen Einwohnerwerte kein Maß für den von der Feinrechenanlage zu bewältigenden Volumenstrom sein kann.

2.6 Sohl sprung – ja oder nein?

Bei einem Sohl sprung handelt es sich um eine plötzliche Vergrößerung des Fließquerschnitts im Feinrechengerinne. Nach dem mathematischen Grundsatz, dass bei einem konstanten Fluidvolumenstrom jede Veränderung des Fließquerschnittes auch die Fließgeschwindigkeit beeinflusst, ergeben sich im Anstrom einer Feinrechenanlage mehrere Auswirkungen:

- Durch die Vergrößerung des Fließquerschnittes sinkt die Fließgeschwindigkeit.
- Hinter dem Sohl sprung bilden sich im Bereich der Gerinnesohle Verwirbelungen, der Sohlbereich wird teilweise kaum mehr durchströmt.
- Es kommt zur Ablagerung von Sedimenten.

Das heißt jedoch nicht, dass Sohl sprünge generell zu vermeiden sind. Es kommt vielmehr darauf an, sie richtig zu platzieren, wie die Abbildung 5 belegt:

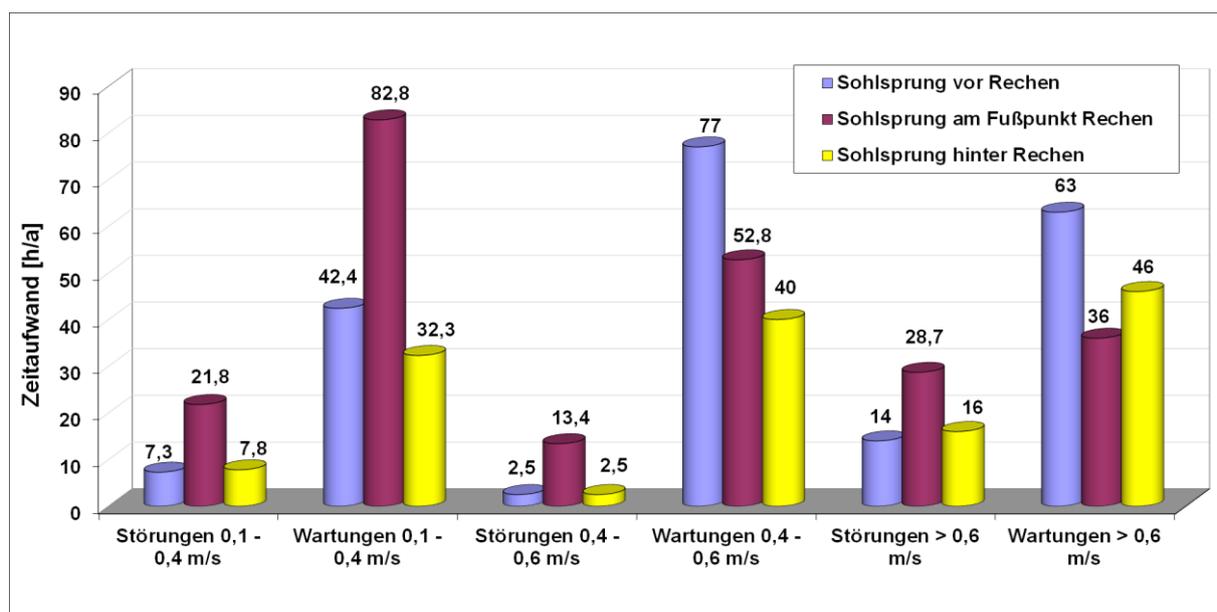


Abbildung 5: Zeitaufwand für Störungsbeseitigung und Wartung in Abhängigkeit von der Zulauffließgeschwindigkeit v_1 und der Position des Sohl sprunges

Wie der Abbildung 5 zu entnehmen ist, sollte ein Sohl sprung in keinem Fall direkt am Fußpunkt des Feinrechens angeordnet werden, sondern nur in ausreichendem Abstand vor dem Rechen oder aber nach dem Rechen. Hiervon ausgenommen sind Sohl taschen, die zur Installation einer neuen Feinrechenanlage erforderlich werden.

2.7 Gerinnemodellierung

Kapazitätssteigerungen von Kläranlagen erfordern oft auch Umbauten an der Rechenanlage. Je nach hydraulischer Situation kann dies auch Anpassungen an bestehenden Gerinnen, insbesondere der Profilierung, erfordern. Dies bietet die Möglichkeit, die Fließgeschwindigkeit im Zulauf zur Feinrechenanlage zu beeinflussen.

Da eine wirksame Modellierung eines Rechengerinnes schwer reversibel ist, meist mit großem Aufwand verbunden ist und um die Auswirkungen einer Gerinnemodellierung besser abschätzen zu können, empfiehlt sich eine Simulationsrechnung vor der Ausführung. Moderne CFD (Computer-Fluid-Dynamics)-Systeme sind auch hier mittlerweile in der Lage, sehr verlässliche Ergebnisse zu liefern. Beispielhaft werden nachfolgend drei fiktive Modellierungen, siehe auch Abbildung 6, verglichen. Der bei der Simulation angesetzte Fluidvolumenstrom beträgt jeweils 55 l/s.

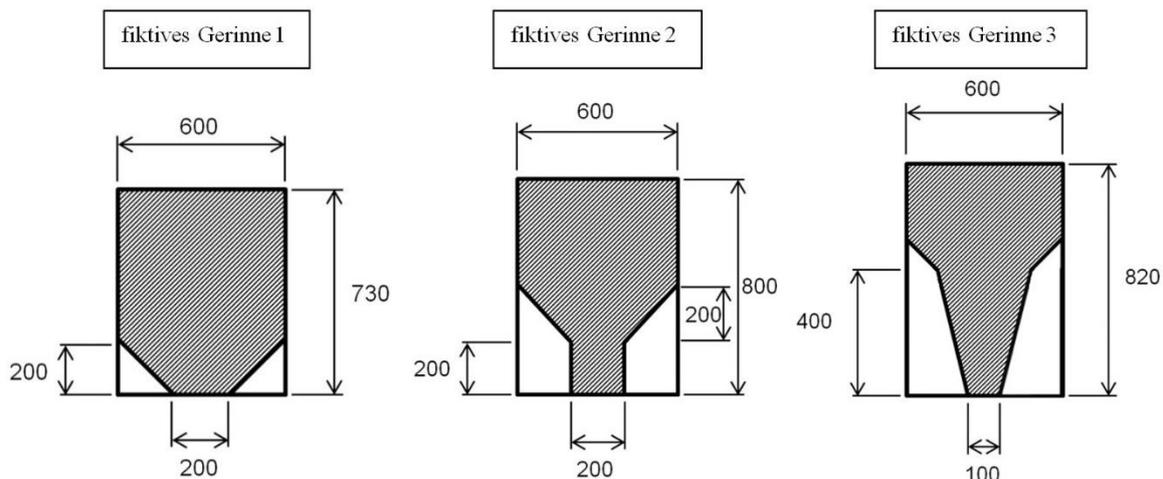


Abbildung 6: Querschnitte der drei fiktiven Gerinne

Der Einlauf wurde mit einer Tauchwand mit einer Öffnungshöhe von 30 cm versehen. Im Ablauf wurde beim fiktiven Gerinne 3 ein fiktives Wehr mit einer Höhe von 20 cm angeordnet, um ein Auslaufen des Gerinnes beim Erreichen stationärer Verhältnisse zu vermeiden. Andere Möglichkeiten sind beispielsweise Strömungshindernisse im Abstrom der Rechenanlage. Theoretisch sind auch automatisierte Systeme, z.B. über bewegliche Klappen oder Luftsäcke denkbar, aber nicht weit verbreitet. Beim Simulationslauf der fiktiven Gerinnes 1 und 2 wurde ein ungehindertes Ausströmen aus dem Gerinne zugelassen.

Die Ergebnisse dieser Simulationsrechnungen sind in mehreren Punkten aufschlussreich. Erwartungsgemäß bieten die fiktiven Gerinne 2 und 3 deutliche

Vorteile hinsichtlich der Zulauffließgeschwindigkeit. Gerade die sehr starke Profilierung des Gerinnes 3 zeigte jedoch eine deutliche Tendenz zur Wirbelbildung und teilweise zur Rückströmung an den Gerinnewänden, siehe hierzu auch Abbildung 7.

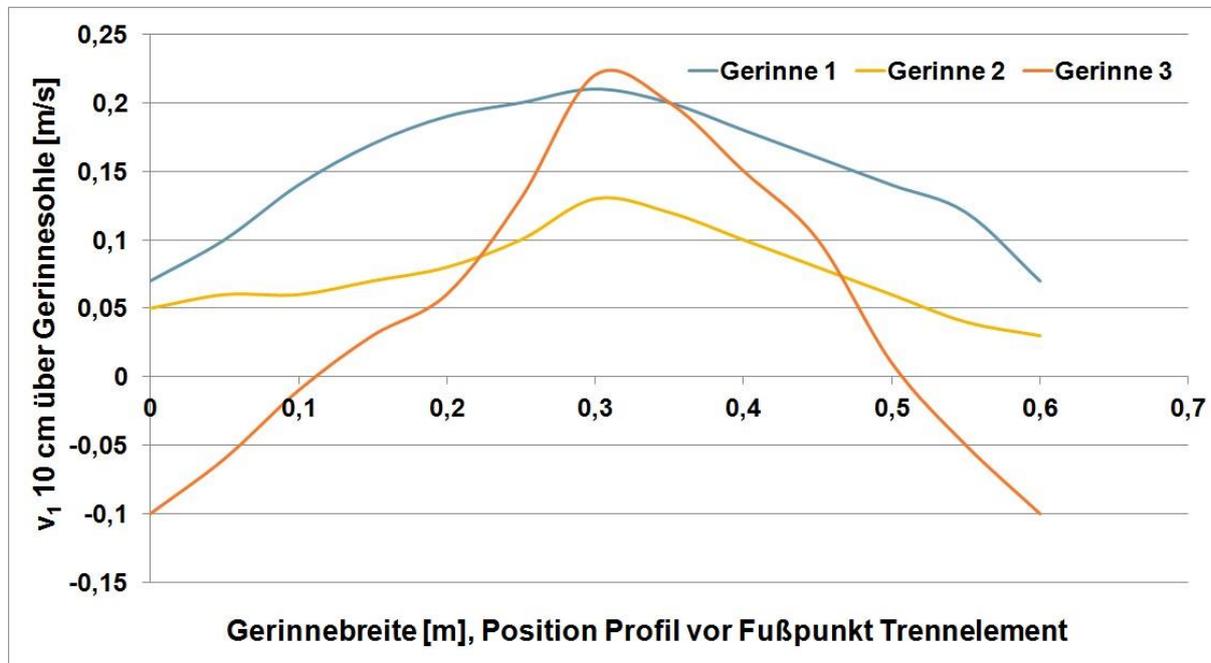


Abbildung 7: Querprofile der Fließgeschwindigkeit der drei fktiven Gerinne

Das zeigt, dass nicht jede Profilierung vorteilhaft ist. Hier ist weniger oft mehr und deshalb eine computergestützte Überprüfung vor der praktischen Ausführung empfehlenswert.

2.8 Räumgeschwindigkeit

Die Räumgeschwindigkeit oder der Räumzyklus beschreibt den Zeitraum, innerhalb dessen eine vollständige Abreinigung des im Rohabwasserstrom befindlichen Trennelementes erfolgt. Hierbei gilt der Grundsatz, dass hohe Belegungsgrade eine größere Räumgeschwindigkeit und damit einen kürzeren Räumzyklus erfordern. Ist der Räumzyklus zu lang, steigt der Wasserspiegel vor der Feinrechanlage h_1 so stark an, dass z.B. die Notumgehung des Feinrechens in Anspruch genommen werden muss, um Überflutungen im Rechengebäude zu vermeiden. Muss also mit starken Rechengutfrachtstößen gerechnet werden, sind Feinrechen vorzusehen, deren Räumzyklus sehr kurz ist oder bei denen konstruktiv reagiert werden kann, beispielsweise durch das Nachrüsten von Reinigungsharken. Weiterhin kann der Rechenantrieb mittels Frequenzumrichter betrieben werden, um auf diese Weise die Räumgeschwindigkeit zu erhöhen.

Wird die Belegung des Rechenrostes und die erforderliche Räumgeschwindigkeit nicht ausreichend berücksichtigt, bleiben oft nur Provisorien zur Gewährleistung des ordnungsgemäßen Betriebes des Feinrechens.

2.9 Eigenschaften des Feinrechens selbst

Derzeit ist eine Vielzahl von Rechen auf dem Markt erhältlich. Sie gehen jedoch alle auf seit vielen Jahren bekannte Funktionsprinzipien zurück. Feinrechen lassen sich wie folgt einteilen [8]:

- nach der Öffnungsweite,
- nach der Art des Trennelementes,
- nach dem Reinigereingriff,
- nach dem Eintauchen von Antriebsteilen der der Art des Antriebes,
- nach der Anordnung der Rechengutentwässerung.

Daher kommt der richtigen Auswahl des Feinrechens eine entscheidende Bedeutung zu, denn kein Feinrechen ist für jeden Einsatzfall der Richtige. Vor allem von Bedeutung ist das Einsatzziel. So kann bei Anlagen mit anaerober Schlammstabilisierung ein feineres Trennelement durchaus von Vorteil sein.

Tabelle 3: optimale Randbedingungen (Auswahl) für verschiedene Feinrechentypen (FS – Filterstufenrechen, RS – Rotationssiebe, BW – Bürstenwendelsiebe, FS – Flachsiebe, FB – Filterbandrechen, HR – Harkenumlaufrechen

Parameter	FS	RS	BW	FS	FB	HR
Grobrechen	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig
Geröllfang	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig	standort-abhängig
Ausbaugröße je Feinrechen	20-80 TEW	ab ca. 2 TEW	bis ca. 2 TEW	10-70 TEW	10-100 TEW	beliebig
Volumenstrom je Feinrechen	100-800 l/s	mind. 20 l/s	25-50 l/s	100-500 l/s	bis 1.500 l/s	500-2.500 l/s
Zulauffließgeschwindigkeit	0,5-0,7 m/s	0,4-0,8 m/s	0,4-0,8 m/s	0,5-1,0 m/s	0,5-0,8 m/s	0,5-0,8 m/s
Belegung	40 %	40-50 %	50-60 %	30-40 %	30-50%	30-50 %
bemannte Kläranlage?	ja	ja	nein	nein	ja	nein

Diese Zusammenstellung basiert auf statistisch ausgewerteten Daten verschiedenster Kläranlagen. Darüber hinaus gibt es weitere zu beachtende Kriterien, z.B.:

- eine evtl. erforderliche Brauchwasserversorgung,
- die Beschaffenheit des Abwassers,
- Winterbetrieb,
- Wartungspunkte,
- sicherheitstechnische Anforderungen etc.

2.10 Betrieb der Feinrechenanlage

Bei der Neukonzeption einer Feinrechenanlage können auch verschiedene betriebliche Maßnahmen zur verbesserten Feinrechenbeaufschlagung umgesetzt werden. Als Beispiele sind hier u.a. zu nennen:

- Beeinflussung der Fließgeschwindigkeit im Rechengerinne über Volumenstromregelung,
- geplante Spülstöße zur Sedimentmobilisierung,
- alternierender Betrieb von Rechengerinnen bei Trockenwetter.

Ob eine oder welche dieser Möglichkeiten in Betracht kommt, muss das Ergebnis einer detaillierten Planung sein.

3 Hydraulische Berechnung einer Feinrechenanlage

3.1 Grundlagen

Betrachtet man zunächst die Vorgehensweise bei der hydraulischen Berechnung einer Kläranlage, so muss die häufig im Zusammenhang mit Rechen verwendete Bezeichnung „Stauverlust“ in Frage gestellt werden. Die Berechnung der Hydraulik einer Kläranlage erfolgt sinnvoller Weise auf der Basis eines von Hochwassermarken definierten Ausgangswasserspiegels im Einleitgewässer „rückwärts“ durch die gesamte Kläranlage bis zum Kläranlageneinlauf. Die Bezeichnung „Verlust“ bei der Betrachtung „rückwärts“ durch die Kläranlage legt nahe, dass dieser Verlustwert vom Wasserspiegel hinter dem Rechen h_2 abgezogen werden müsste. Tatsächlich ist hier jedoch ein Zuschlag auf den Wasserspiegel h_2 Rechen gemeint, der letztendlich einen Gefällsverlust und somit einen Verlust an Fließgeschwindigkeit im Zulauf zur Feinrechenanlage verursacht.

3.2 Praxishinweise

Vergleiche von Messungen des Stauzuschlags mit rechnerisch ermittelten Werten haben gezeigt, dass keine der weit verbreiteten Berechnungsmethoden korrekte Ergebnisse liefert [8]. Das liegt daran, dass diese Berechnungsgänge auf wasserbauliche Versuche zurückgehen, die die Realität nur eingeschränkt nachbilden konnten. Das heißt nicht, dass die Ergebnisse dieser Versuche grundsätzlich falsch sind. Sie lassen sich aber nicht uneingeschränkt in die Praxis übertragen.

Daher muss eine hydraulische Berechnung immer über ausreichend Reserven verfügen. So macht es keinen Sinn, in der hydraulischen Auslegung nur Belegungsgrade von 40% zu berücksichtigen. Gerade bei Kläranlagen in Mischsystemen werden regelmäßig Belegungsgrade von 60 % erreicht, die die Feinrechenanlage und auch die nachgeschalteten Einrichtungen zur Rechengutbehandlung bewältigen müssen, siehe auch Abbildung 8:

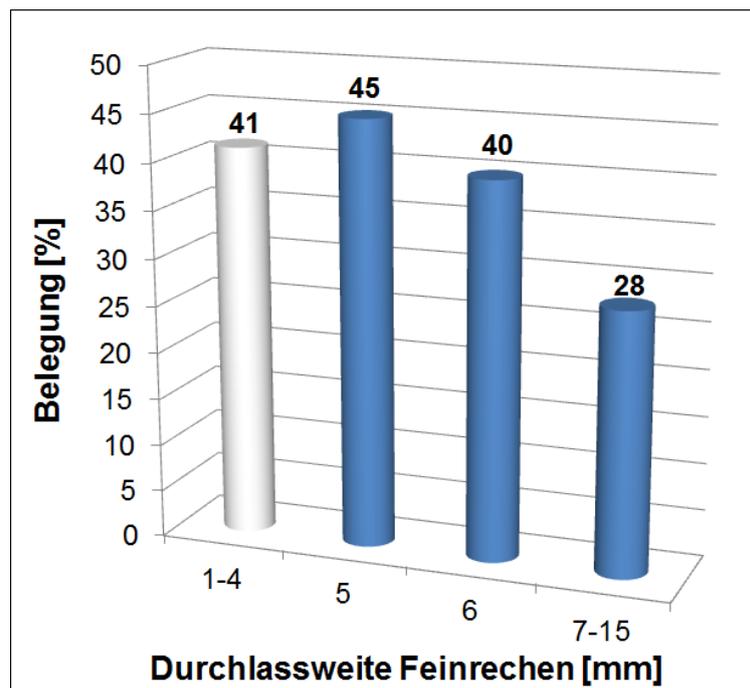


Abbildung 8: Belegung des Rechenrostes als Funktion der Durchlassweite des Trennelementes

Aus der Abbildung 8 geht hervor, dass mit steigender Durchlassweite des Rechenrostes die Belegung abnimmt. Eine Ausnahme ist hier die Gruppe mit der Durchlassweite 1-4 mm, hell gekennzeichnet. Diese Feinrechen sind überwiegend auf Kläranlagen mit Einzugsgebieten im Trennsystem eingesetzt. In

Trennsystemen ist tendenziell ein geringerer Rechengutanfall zu verzeichnen, als bei Kanalnetzen im Mischsystem.

Zudem steigt der spezifische Gesamtrechengutanfall mit steigender Belegung des Trennelementes, denn der sich bildende Filterkuchen verstärkt die Filterwirkung des Rechenrostes. Da der bestmögliche Rechengutrückhalt das verfahrenstechnische Ziel einer Feinrechenanlage ist, sollte ein Belegungsfaktor f_B von mindestens 0,5 (= 50%) angesetzt werden. Grundsätzlich sind beim Ansatz für die Belegung die jeweiligen Einsatzbedingungen zu berücksichtigen.

Da in den nächsten Jahrzehnten aber auch von einer steigenden Häufigkeit von Starkregenereignissen auszugehen ist, muss eine ausreichende hydraulische Reserve unter Berücksichtigung der Räumgeschwindigkeit des Feinrechens berücksichtigt werden.

4 Zusammenfassung

Kapazitätserweiterungen von Kläranlagen haben Auswirkungen auf jede Reinigungsstufe. Daher ist eine Gesamtbetrachtung unumgänglich.

Bei der Auswahl einer geeigneten Feinrechenanlage sind viele Randbedingungen zu beachten, die das betriebliche Ergebnis von Feinrechen beeinflussen. Geringe Investitionskosten dürfen dabei nicht im Vordergrund stehen, es gilt der Grundsatz den geeignetsten Feinrechen für den Einsatzfall auszuwählen. Dies erfordert eine vorbehaltlose Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten.

Korrekturen im Nachhinein sind zwar bedingt möglich, aber weder technisch noch betrieblich zufriedenstellend.

5 Literatur

- [1] Karl Schwister: Taschenbuch der Verfahrenstechnik, 4. Aufl., Fachbuchverlag Leipzig, 2010
- [2] Bohn, Th. und Töpfer, R. 1992. Bedeutung des Abwasserabgabengesetzes für die Betriebs- und Instandhaltungskosten kommunaler Abwasserreinigungsanlagen. Korrespondenz Abwasser. 1992, Heft 4.
- [3] Sander, Th. 2003. Ökonomie der Abwasserbeseitigung, S. 140ff. Nienburg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2003. ISBN 3-540-00675-3
- [4] Bohn, Th. 1993. Wirtschaftlichkeit und Kostenplanung von kommunalen Abwasserreinigungsanlagen. Schriftenreihe des Instituts für Baubetriebslehre der Universität Stuttgart. Expert-Verlag, 1993.
- [5] Uckschies, Th., et al. 2014. Auslegung von Feinrechen auf kommunalen Kläranlagen. Korrespondenz Abwasser Abfall. 61. Jahrgang, 2014, 7.

- [6] Seyfried, C. F., et al. 1985. Vergleich der Reinigungsleistung von Rechen, Sieben und Siebrechen sowie deren Einfluss auf die weiteren Reinigungsstufen. Hannover : Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 58, 1985.
- [7] Uckschies Th. 2016. Untersuchung des Einsatzes von Feinrechen unterschiedlicher Bauart und Funktionsweise auf kommunalen Kläranlagen. Dissertation an der Universität von Luxembourg. <http://hdl.handle.net/10993/27925>
- [8] Uckschies Th. 2017. Feinrechen in der Abwasserreinigung. Springer Vieweg Verlag. ISBN 978-3-658-20021-3

Korrespondenz an:

Dr.-Ing. Thomas Uckschies
Entsorgungsverband Saar
Untertürkheimer Straße 21
D-66117 Saarbrücken

Tel.:0049 681 5000-237

Mail: thomas.uckschies@evs.de

oder

Dr. Uckschies Consult
Zur Rentrischer Kirche 54
D-66386 St. Ingbert

Tel.: 0049 177 320 39 56

Mail: thomas.uckschies@web.de

Leistungssteigerung von Sandfängen

Alexander Sonnenburg¹, Julian Mosbach², Olaf Grimmel³, Wilhelm Urban²

¹ IWW Zentrum Wasser, Standort Rhein-Main, Justus-von-Liebig-Str. 10, D-64584 Biebesheim am Rhein

² Technische Universität Darmstadt, Institut IWAR, Fachgebiet Wasserversorgung und Grundwasserschutz, Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt

³ Werkstoff und Funktion Grimmel Wassertechnik GmbH, 61239 Ober-Mörlen

Abstract:

Der Bericht beinhaltet nach einer kurzen Einführung zu belüfteten und unbelüfteten Sandfängen Literaturdaten zur Bemessung und Leistungssteigerung von belüfteten Sandfängen sowie eigene Erfahrungen dazu. Anschließend wird auf zwei Neuentwicklungen im Bereich unbelüfteter Sandfänge eingegangen, die im Rahmen von Verbundforschungsprojekten zwischen dem mittelständischen Unternehmen W+F, der TU Darmstadt und dem IWW Zentrum Wasser entstanden sind.

Zur Untersuchung der Leistungsfähigkeit von Sandfängen ist es erforderlich den Sandabscheidegrad zu bestimmen. Dies erweist sich aufgrund des Absetzverhaltens der Sandpartikel als schwierig. Im Bericht wird eine neue Probenahmetechnik, als Teil eines Verfahrens zur Berechnung des Sandabscheidegrads von Sandfängen, vorgestellt, die am IWAR und IWW Zentrum Wasser entwickelt wurde. In allen beschriebenen Maßnahmen wurde das Prinzip der hybriden Modellierung umgesetzt, d.h. es wurden Experimente, numerische Simulationen (CFD) sowie Messungen an bestehenden Anlagen durchgeführt, um Erkenntnisse zu gewinnen und Verfahren zu entwickeln.

Key Words: Sandfang, Sandprobenahme, Sandabscheidegrad, CFD, Strömungsmessung

1 Warum sollten Sandfänge in ihrer Leistung gesteigert werden und was kann eigentlich gesteigert werden?

Die Bemessung von Sandfängen, z.B. für die in Deutschland am häufigsten anzutreffenden belüfteten Sandfänge, beruht auf Erfahrungswerten aus wissenschaftlichen Forschungsprojekten der letzten Jahrzehnte. Im Arbeitsbericht des DWA-Fachausschusses KA-5 „Absetzverfahren“ (DWA, 2008) sind die wesentlichen Bemessungskennwerte zusammengefasst aufgeführt. In diesen

werden weder Zulaufkonzentrationen noch die Korngrößenverteilung des Sandes berücksichtigt, sodass diese auch nicht in die Anlagenplanung eingehen. Literaturdaten (DWA, 2008) zeigen, dass die Wertebereiche für die Sandzulaufkonzentrationen bei Trockenwetter eine große Spanne von 10 bis 180 mg/l aufweisen. Ähnlich groß ist die Spreizung bei Regenwetter, nur mit grundsätzlich höheren Konzentrationen. Somit wäre es sinnvoll vor einer Neuplanung, Erweiterung oder Änderung einer Sandfanganlage die vor Ort vorhandenen Zulaufkonzentrationen zu erfassen. Dies gestaltet sich allerdings als schwierig, da es bisher keine allgemein anerkannten Probenahmeverfahren für Sandfänge gibt. Es gibt somit bei den empfohlenen Bemessungskennwerten einen Wertebereich, der an individuelle Gegebenheiten vor Ort anzupassen ist, ohne zu wissen welche Bedingungen vor Ort eigentlich vorliegen.

Die vorhandenen Empfehlungen zur Sandfangauslegung sind auf der einen Seite daher eine bewährte Planungshilfe, ohne die eine sinnvolle Bemessung überhaupt nicht möglich wäre. Auf der anderen Seite ist es mit den zur Verfügung stehenden Planungsmitteln nicht möglich den Sandfang für einen individuellen Fall auf einen Sandabscheidegrad exakt auszulegen. Somit kann es passieren, dass selbst bei neuen Sandfängen der Sandabscheidegrad zu niedrig ist und mehr Sand aus der Anlage in die nachfolgenden verfahrenstechnischen Stufen ausgetragen wird als geplant. Eine Leistungssteigerung bei einem Sandfang bedeutet daher als erstes eine Steigerung des Abscheidegrads des Sandes, bei gleichzeitig niedrigem Organikgehalt im Sandfanggut. Sand, der im Sandfang nicht abgeschieden wird, gelangt in die nachfolgenden verfahrenstechnischen Stufen und kann sich dort, z.B. im Belebungsbecken, im Nachklärbecken oder dem Faulturm ablagern und das zur Verfügung stehende Reaktionsvolumen verkleinern. Außerdem kann scharfkantiger Sand Pumpenlaufräder, Räumanlagen und andere Bauteile mechanisch angreifen oder zerstören. Eine Erhöhung des Sandabscheidegrads vermindert diese Risiken. Eine Leistungssteigerung kann auch unter dem Gesichtspunkt der Energieminimierung gesehen werden, z.B. bzgl. des Lufteintrags bei belüfteten Sandfängen. Diesbezüglich sind auch mögliche biologische Abbaureaktionen zu erwähnen, die bei niedriger Luftzufuhr reduziert werden könnten. Während bei den beiden letztgenannten Prozessen der einzustellende Parameter „Lufteintrag“ klar benannt ist, ist dies bei der Erhöhung des Abscheidegrads von Sand nicht eindeutig. Verschiedenste Parameter können den Prozess beeinflussen. Somit ist eine Leistungssteigerung schwierig zu planen.

Oft handelt es sich bei den mechanischen, schwerkraftbasierten Verfahrensstufen um kombinierte Sand- und Fettfänge. Der Fokus dieses Berichts liegt auf den Sandfängen, da die Beschreibung von Fettfängen den Rahmen sprengen würde. Ebenso ist den Autoren bewusst, dass zu einer vollständigen Beschreibung der

mechanischen Reinigung auf kommunalen Kläranlagen die Berücksichtigung der mittlerweile meist vorhandenen Sandwäscher gehört. Beide Themen, sowohl Fettfänge als auch Sandwäscher, werden zurzeit in dem Forschungsprojekt „SandLeit-Modul“ (gefördert aus Mitteln der Deutschen Bundesstiftung Umwelt), bei dem ein unbelüfteter Sandfangtyp entwickelt wird, mit untersucht.

Der Bericht beinhaltet nach einer kurzen Einführung zu belüfteten und unbelüfteten Sandfängen eigene Erfahrungen mit belüfteten Sandfängen, die Beschreibung von Eigenentwicklungen im Bereich unbelüfteter Sandfänge sowie die Möglichkeit der Sandprobenahme in bestehenden Sandfängen, ebenfalls mit Hilfe einer Eigenentwicklung. In allen Maßnahmen wurde das Prinzip der hybriden Modellierung umgesetzt, d.h. es wurden Experimente, numerische Simulationen (CFD) sowie Messungen an bestehenden Anlagen durchgeführt, um Erkenntnisse zu gewinnen und Verfahren zu entwickeln.

2 Sandfangtypen

2.1 Schwerkraftbasierter Absetzvorgang partikulärer Stoffe

Die grundlegende Formel für den Absetzvorgang partikulärer Stoffe durch die Schwerkraft wurde von STOKES aufgestellt. Danach wird die Sinkgeschwindigkeit v_s eines kugelförmigen Partikels über ein Kräftegleichgewicht zwischen Massenkraft, Auftriebskraft und Widerstandskraft ermittelt. Für kugelförmige Partikel mit einem Durchmesser d gilt:

$$v_s = \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d}{3 \cdot c_w \cdot \rho}}$$

v_s :	Sinkgeschwindigkeit	[m/s]
g :	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
ρ_s :	Reindichte des Feststoffpartikels; mit $\rho_s \geq \rho$	[kg/m ³]
ρ :	Dichte der Flüssigkeit	[kg/m ³]
d :	Durchmesser des kugelförmigen Feststoffpartikels	[m]
c_w :	Widerstandsbeiwert	[-]

Partikuläre Stoffe mit einer höheren Reindichte als die der Flüssigkeit sinken senkrecht ab, Stoffe mit einer geringeren Reindichte steigen senkrecht auf. Partikuläre Stoffe mit einer sehr ähnlichen oder gleichen Reindichte wie die der Flüssigkeit schweben in der Flüssigkeit.

Die Reindichte von Sand, die auch Schwankungen unterworfen ist, wird häufig mit der Reindichte von Quarzsand (2.650 kg/m^3) angegeben, der Sand sinkt somit in Sandfängen zur Beckensohle ab. Die Reindichte organischer Partikel ist sehr unterschiedlich. Insbesondere wenn die Organik bereits als Flockenstruktur vorliegt ist es sehr schwierig eine Reindichte zu bestimmen. Es wird aber davon ausgegangen, dass die Dichte organischer Partikel größer ist, als die des sie umgebenden Abwassers. Die organischen Partikel bleiben daher entweder näherungsweise in Schwebelage oder sinken, wenn auch wesentlich langsamer als der Sand, zur Beckensohle ab. Die Partikel, die sich auf der Beckensohle abgesetzt haben, können allerdings wieder erodiert werden, wenn die auf sie wirkenden Scherbeanspruchungen zu groß werden. Dies ist dann der Fall, wenn für einen bestimmten partikulären Stoff eine kritische sohlennahe Fließgeschwindigkeit des Abwassers überschritten wird. Im Sandfang soll der Sand an der Beckensohle sedimentiert werden, die Organik jedoch nicht. Somit muss eine Mindestfließgeschwindigkeit erreicht werden, damit die Organik möglichst nicht sedimentiert und eine Maximalgeschwindigkeit, damit der Sand nicht erodiert. Nach Hjulström (1935) kann dieser Bereich im Sandfang auf ca. 0,15 bis 0,3 m/s eingegrenzt werden. Damit im zuführenden Kanal oder Rohr vor dem Sandfang keine Sedimentationen stattfinden muss eine höhere Fließgeschwindigkeit eingehalten werden. Dementsprechend wird die Fließgeschwindigkeit des Abwassers im Sandfang durch eine Vergrößerung des Fließquerschnitts reduziert.

Die Strömung in Sandfängen muss zudem generell als turbulent angesehen werden. In turbulenten Strömungen treten Verwirbelungen des Wassers auf, die im Sandfang dazu führen, dass der Absetzvorgang der Sandpartikel eine Spreizung erfährt. In einem längsdurchströmten Rechteckkanal wird dies dazu führen, dass ein Teil der Sandpartikel schneller abgeschieden wird als bei laminarer Strömung. Ein bestimmter Anteil, je nach Turbulenzgrad der Strömung, wird dagegen langsamer abgeschieden.

Die zuvor beschriebenen Grundlagen gelten sowohl für unbelüftete als auch für belüftete Sandfänge. Diese beiden Typen werden nachfolgend genauer beschrieben. Nicht beschrieben werden Rundsandfänge, für die bei den Autoren keine Erfahrungen vorliegen.

2.2 Unbelüfteter Sandfang

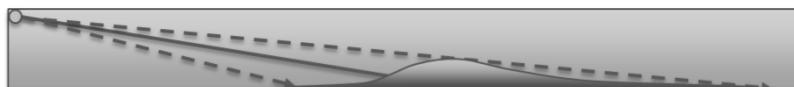
Bei dem unbelüfteten Sandfang wird letztendlich die zuvor erwähnte Maßnahme der Vergrößerung des Fließquerschnitts umgesetzt. Bei unbelüfteten Sandfängen handelt es sich meist um einen langgestreckten Kanal, der mit dem Abwasser durchflossen wird. Die Fließrichtung verläuft längs des Kanals, die mittlere Fließgeschwindigkeit sollte zwischen 0,2 und 0,3 m/s liegen. Die Sandpartikel

setzen sich schwerkraftbasiert mit einer bestimmten Absetzgeschwindigkeit (nach Gleichung Kapitel 2.1) ab. Die Strömung ist hierbei turbulent. Die Strömungsturbulenz wird in der STOKES-Gleichung nicht berücksichtigt. In Hirschbeck (2010) werden Untersuchungen von Camp (1944) und Londong (1987) zum Einfluss der Strömungsturbulenz auf das Sandabscheideverfahren beschrieben. Bei den in Kapitel 3.2.1 aufgeführten eigenen Untersuchungen wurden für die Beschreibung des Sandabsetzvorgangs CFD-Modelle verwendet, die über ein Partikelmodell verfügen (Discrete Phase Model), dass die Auswirkungen der Strömungsturbulenz auf die Sandabscheidung berücksichtigen kann.

Abbildung 1 zeigt den Absetzvorgang von Sandpartikeln in einem von links nach rechts durchströmten Kanal in der Seitenansicht. Die Sandpartikel sind als helle Punkte eingetragen und setzen sich ausgehend von der linken oberen Ecke in dem Strömungskanal ab. Die turbulente Strömung im Kanal führt zu einer Aufspreizung der Sandabscheidung (Abbildung 1, Bild oben, gestrichelte Linien), die zu einer sehr langen Fahne führen kann, wenn der oberste Partikel am Wasserspiegel mit dem längsten turbulenten Fließweg im Sandfang abgesetzt werden soll. Im mittleren Bild ist der idealisierte Zustand dargestellt, der eintreten würde, wenn die Strömung laminar wäre. Die Sandfanglänge würde sich stark verkürzen, alle Partikel würden sich an der gleichen Stelle an der Sohle absetzen. Wenn aus Platz- oder Kostengründen ein kurzer Sandfang von Vorteil ist, ist es erstrebenswert die Strömungsturbulenz im Sandfang zu reduzieren. Im unteren Bild von oben ist dies anhand der hellgrau gestrichelten Linien dargestellt. Das Maximum des Sandfanghaufens bleibt an gleicher Stelle wie in den beiden anderen Bildern aber die Länge der Fahne ist stark verkürzt.

Der Bereich der Mindest- und Maximalfließgeschwindigkeit wird über den Durchfluss und den näherungsweise rechteckigen Durchflussquerschnitt eingestellt. Dieser Sandfangtyp reagiert relativ empfindlich auf Durchflussschwankungen, die in der Kläranlage bedingt durch Trocken- und Regenwetter auftreten. Daher ist es sinnvoll den unbelüfteten Sandfang mehrstraßig in unterschiedlichen Größen auszuführen oder es sind verfahrenstechnische Einbauten vorzusehen, die bis zu einem bestimmten Grad eine Anpassung der Fließgeschwindigkeit auf den Durchfluss erlauben (z.B. Querschnittsveränderung durch das Abschrägen der Seitenwände oder durch angepasste Wehrprofile). In kleineren Anlagen kann der Sand über Räumtschnecken an der Sohle abgezogen werden. Bei größeren Anlagen können, wie bei den belüfteten Sandfängen, Räumtschilde oder Saugräumer zum Einsatz kommen.

- Turbulente Strömung



- Laminare Strömung (bei $v_m = 0,25$ m/s eigentlich nicht möglich)



- Auswirkung einer Verkleinerung der Turbulenz



Abbildung 1: Beispiel Absetzvorgang für Sandpartikel bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,25 m/s von links nach rechts (eigene Darstellung)

2.3 Belüfteter Sandfang

Bei dem belüfteten Sandfang wird quer zur Fließrichtung des Abwassers mit Hilfe einer Blasenbelüftung am Rand des Sandfangbeckens eine Strömungswalze erzeugt. Luftblasen steigen im Abwasser mit einer Geschwindigkeit von ca. 0,3 bis 0,5 m/s auf, reißen hierbei das Abwasser mit und erzeugen somit eine relativ gleichmäßige Mindestfließgeschwindigkeit des Abwassers im Sandfang, die bei ca. 0,2 bis 0,4 m/s liegt. Die Strömung ist hierbei turbulent. Häufig werden belüftete Sandfänge als kombinierte Sand- und Fettfänge ausgeführt (Abbildung 2). Der Fließquerschnitt wird hierbei so groß gewählt, dass die Fließgeschwindigkeit des Durchflusses so gering ist, dass dieser praktisch keinen Einfluss auf die Mindestfließgeschwindigkeit hat. Der Sand sammelt sich in der Sandsammelrinne an der Sohle und wird von dort entweder mit einem Räumschild in den Sandtrichter geschoben und von dort z.B. mit Hilfe einer Mammutpumpe abgesaugt. Alternativ wird der Sand direkt mit einer Pumpe aus der Sandsammelrinne abgesaugt. Bei kleineren Anlagen kann auch eine Räumschnecke zum Einsatz kommen. Der wesentliche Vorteil des belüfteten Sandfangs gegenüber dem unbelüfteten Typ ist somit die Unabhängigkeit gegenüber den Durchflussschwankungen. Dies bedingt natürlich entsprechend große Fließquerschnitte, damit die Unabhängigkeit vom Durchfluss gewährleistet ist. Grundsätzlich benötigt dieser Sandfangtyp darüber hinaus eine Belüftung.

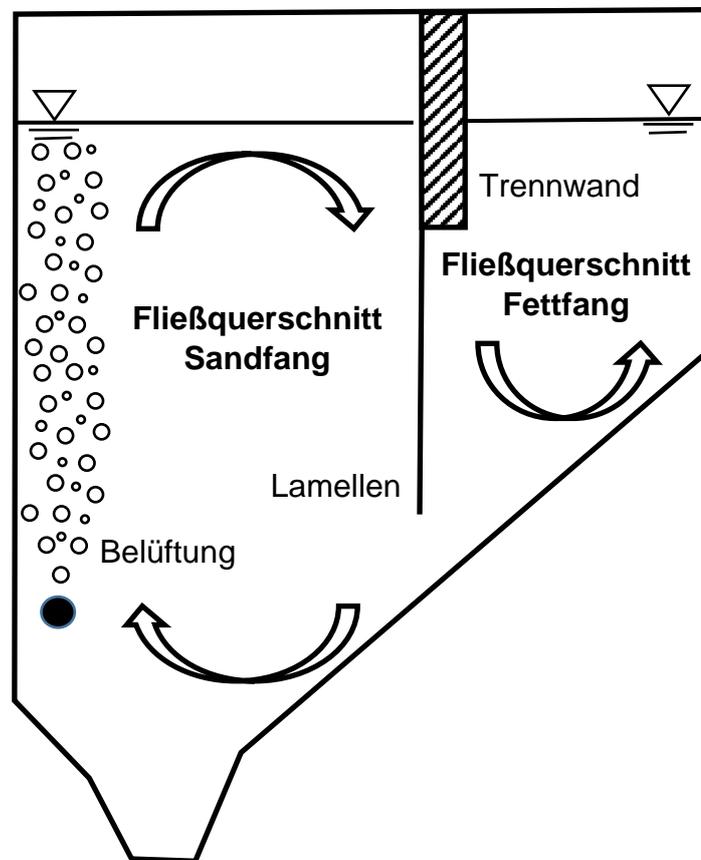


Abbildung 2: Querschnittsform für belüftete Sandfänge mit Fettfangkammer, in Anlehnung an DWA (2008)

3 Möglichkeiten der Leistungssteigerung

Nachfolgend werden Möglichkeiten der Leistungssteigerung in belüfteten Sandfängen beschrieben (Kapitel 3.1), die sowohl auf Literaturrecherchen als auch eigenen Erfahrungen beruhen. Bei unbelüfteten Sandfängen wird auf eine Verallgemeinerung verzichtet, da die Autoren nur über sehr wenige Daten verfügen. Stattdessen liegt der Fokus auf der Beschreibung der Eigenentwicklungen (Kapitel 3.2).

3.1 Belüftete Sandfänge

3.1.1 Einlaufsituation

Die Art und Weise der Ausgestaltung des Einlaufs von einem Zulaufkanal in ein Becken sollte eine besondere Berücksichtigung erfahren. Eigene Untersuchungen

zeigen, dass bei mechanischen Reinigungsstufen die Phasentrennung, z.B. von Sand und Abwasser, bereits im Zulaufkanal beginnt. D.h. der Sand setzt sich tendenziell an der Kanalsohle ab und wird bei ausreichenden Sohlgeschwindigkeiten nach dem Absetzvorgang an der Kanalsohle weiter transportiert. Somit muss die Zuführung des Abwassers und die Zuführung des Sandes in das Becken verfahrenstechnisch getrennt betrachtet werden.

Wird das Abwasser über einen Kanal dem Sandfang zugeführt, stellt sich die Frage, wie der Einlaufimpuls auf die Strömung im Becken wirkt. In den meisten Fällen ist die Querschnittsfläche des zuführenden Kanals wesentlich kleiner als die Querschnittsfläche des Sandfangs. Wird das Abwasser kopfseitig zugeführt, kann eine Strahlströmung entstehen, die sich erst nach einem von der Einlaufimpulsgröße abhängigen Zeitraum und einer entsprechenden Strömungstrecke in der Strömungswalze auflöst. Dies kann sich negativ auf die Sandabscheideleistung auswirken. Strömt das Abwasser dagegen im 90° -Winkel zum Sandfangquerschnitt in das Becken ein, kann die Strömung in die Walze eindrehen und unterstützt den Walzeneffekt (Boes, 1990). Es wird davon ausgegangen, dass sich dies positiv auf den Absetzvorgang auswirkt, wenn die eindrehende Fließgeschwindigkeit der Walzengeschwindigkeit angepasst ist.

Existiert ein mehrere Meter langer Zulaufkanal vor dem Sandfang, ist auch bei größeren Wassertiefen im Kanal mit einem nahezu vollständigen Absinken des Sandes zur Sohle zu rechnen. Somit kann die bereits erfolgte Phasentrennung für eine Verbesserung der Sandabscheidung genutzt werden, in dem konstruktive Maßnahmen am Einlauf den Sand möglichst einer Wand zuleiten, die den Sand direkt in die Sandsammelrinne überführt. Hierzu gibt es im Prinzip sehr viele verschiedene Möglichkeiten, ein entsprechender Ansatz verfolgt der sogenannte Walzensandfang von Werkstoff und Funktion Grimmel Wassertechnik GmbH (W+F) der in einem F+E-Projekt untersucht und bei Sonnenburg und Theilen, 2009 beschrieben wird. Bei dem Walzensandfang wird der Abwasserstrom tangential in den zylindrischen Behälter eingeleitet und dadurch die Walzenwirkung der Belüftung unterstützt (Abbildung 3).

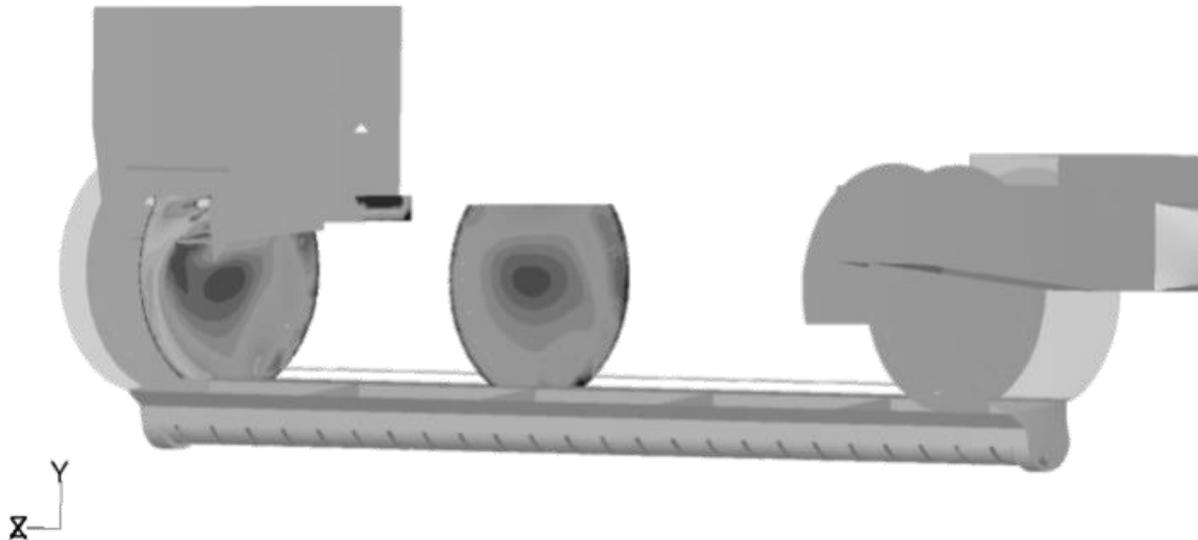


Abbildung 3: Walzensandfang mit Einlaufbereich links und Schnittflächen der Strömungsgeschwindigkeit, aus Sonnenburg und Theilen, 2009

In Sonnenburg und Urban (2016) wurden anhand eines CFD-Modells der Versuchsanlage von Kalbskopf (1966) verschiedene Sandzugabestellen untersucht. Der vorgenannte Effekt lässt sich mit Hilfe des Versuchs indirekt nachweisen. Im Versuch erfolgt die Sandzugabe punktuell, es liegt praktisch eine Phasentrennung vor, wie sie für die Zuführung über den Zulaufkanal angenommen wird. Bei der numerischen Simulation mit CFD zeigte sich, dass die Zugabestelle einen erheblichen Einfluss auf den Sandabscheidegrad hat. Eine punktuelle oder sohlnahe, phasentrennte Einleitung kann sich sowohl positiv als auch negativ auf den Abscheidegrad auswirken. Die günstigste Zugabestelle stellt demnach die wasserspiegelnahe Zugabe dar.

In der Simulation ist ersichtlich, dass die wasserspiegelnahe Zuführung des Sandes dazu führt, dass die Sandpartikel nach der Zugabe sehr schnell sehr nahe an die der Belüftung gegenüberliegenden Wand gelangen. Berühren die Partikel die Wand, verlieren sie einen erheblichen Teil ihrer Bewegungsenergie und rutschen entlang der Wand in die Sandsammelrinne ab.

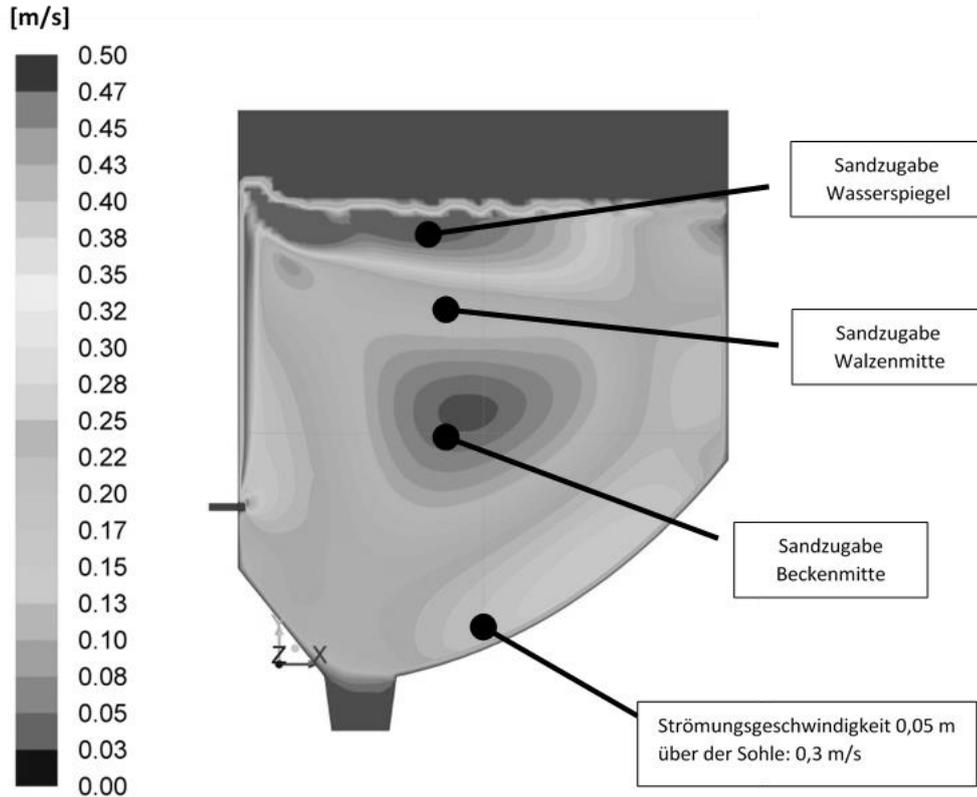


Abbildung 4: CFD-Modell der Versuchsanlage nach Kalbskopf (1966), Darstellung der Strömungsgeschwindigkeit in (m/s), aus Sonnenburg und Urban, 2016

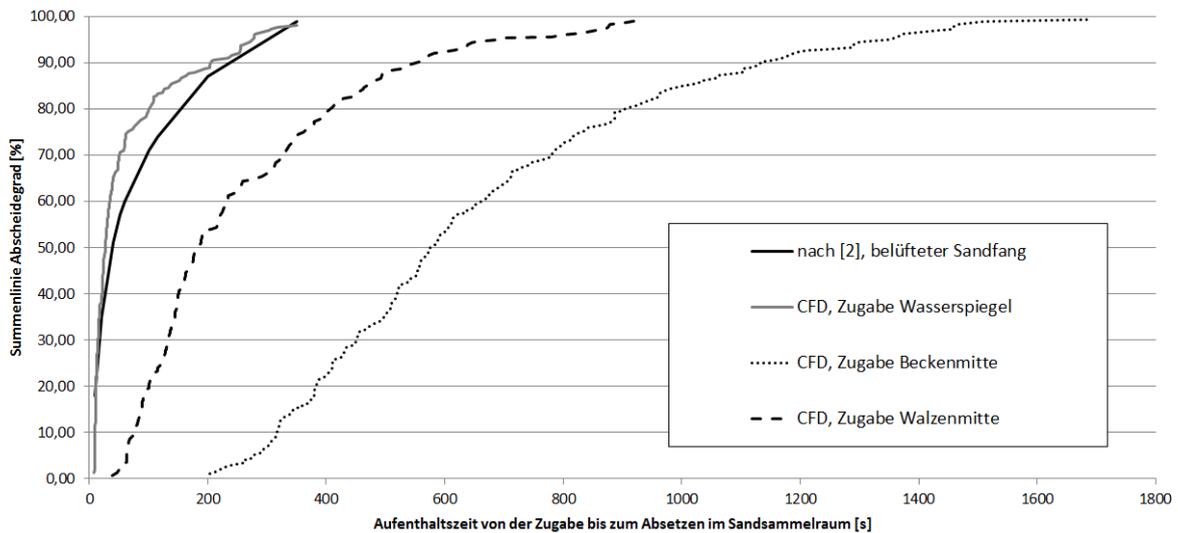


Abbildung 5: Ergebnisse der Partikelabscheidung im CFD-Modell, aus Sonnenburg und Urban, 2016

Der steile Anstieg in der Variante „Wasserspiegel“ (Abbildung 5) scheint aus der wandnahen Zugabe der Sandpartikel zu resultieren, da diese Steigung bei der Sandzugabe in der Beckenmitte nicht vorhanden ist und in der Zwischen-Variante

„Walzenmitte“ wesentlich geringer als in der Ursprungsvariante ausfällt. Mit zunehmender Absetzzeit scheint der Einfluss des wandnahen Partikeltransports auf die Sandabscheidung abzunehmen. In der Variante „Beckenmitte“ ist deutlich der nichtlineare Verlauf zu erkennen, der sehr wahrscheinlich aus dem Einfluss der Strömungsturbulenz resultiert. In den beiden anderen Varianten ergibt sich der nichtlineare Verlauf aus der Überlagerung des wandnahen Einflusses im unteren Teil der Kurve und der Strömungsturbulenz im oberen Teil der Kurve.

Würde ein belüfteter Sandfang mit einem Einlauf konstruiert, der dem der „Zugabe Beckenmitte“ in Abbildung 4 entspricht, dann würde sich ein 90 %-iger Abscheidegrad der 200-250 μm -Partikel in ca. 1150 s (19 min) einstellen. Bei einer „Zugabe Wasserspiegel“ wäre dies in 200 s (3,3 min), also ca. einem Sechstel der Zeit, möglich.

3.1.2 Sandsammeltrichter am Einlauf

Wird ein Schildräumer an der Sohle in Zusammenhang mit einer Mammutpumpe eingesetzt, ist ein Sandsammeltrichter notwendig, der den nach vorne geschobenen Sand aufnimmt und gleichzeitig eine ausreichende Tiefe für das Mammutpumpenprinzip bereitstellt. Basiert das Räumprinzip des Sandfangs dagegen auf einer Saugräumung, die die Sandsammelrinne kontinuierlich frei saugt, ist kein Trichter notwendig.

Bei den in Kapitel 3.2.1 genannten Untersuchungen wurde mit Sandkonzentrationen gearbeitet, die so niedrig waren, dass die Sandkonzentration einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Strömung hat und somit der Sandabscheidegrad unabhängig von der Sandkonzentration ist. Nach Gesprächen mit Kläranlagenbetreibern sowie ersten eigenen Sandprobenahmen (Kapitel 4.2) wird von den Autoren davon ausgegangen, dass der Sand schubweise in Abhängigkeit des Durchflusses in die Kläranlage gelangt. Die ersten Auswertungen der Sandprobenahme zeigen tageszeitabhängige Veränderungen der Sandfrachten bei Trockenwetter, mit höheren Sandfrachten in den Morgenstunden, bei gleichzeitig größerem Durchfluss am Morgen. Messungen nach Regenereignissen zeigen, wie zu erwarten, höhere Sandfrachten direkt nach diesen Ereignissen.

Da der Sand sich nach derzeitigem Untersuchungsstand der Autoren wie ein Geschiebe auf der Kanalsohle entlang bewegt, kann es dort möglich sein, dass eine zu bestimmten Zeiten hohe Sandkonzentration Einfluss auf die Strömung und somit auf den Sandabscheideprozess hat. Ein hochkonzentriertes Geschiebe konnte messtechnisch noch nicht nachgewiesen werden. In CFD gibt es Modelle, die ein solches Geschiebe rechnen können. Allerdings ist die Genauigkeit durch z.T. fehlende Eingangsparameter beschränkt, rechenintensiv (und numerisch

empfindlich. Numerische Simulationen dieses Prozesses sind aber für die Zukunft angedacht. Daher bleibt es zurzeit eine Annahme, dass sich ein hochkonzentriertes Geschiebe direkt nach Eintritt in das Becken am Anfang des Sandfangs absetzen könnte. Dieser Prozess hat nichts mit dem zuvor beschriebenen Prozess in Kapitel 3.1.1 zu tun, der auch bei beliebig niedrigen Sandkonzentrationen stattfindet. Ist ein Trichter vorhanden, können entsprechend große Sandmengen über den Trichter aufgenommen werden. Ist dieser nicht vorhanden bzw. die Sandablagerungen extrem groß, sind eventuell die Räumzeiten anzupassen, damit hohe Sandablagerungen (bzw. das vermutete Geschiebe) an der Sohle nicht zu betrieblichen Problemen führen. Der Sandsammeltrichter wird somit bei Anlagen, die im Regenwetterfall einen großen Sandanfall haben, zurzeit als Vorteil angesehen. Bei niedrigen Zuflüssen (z.B. nachmittags oder nachts) kann es insbesondere bei Anlagen mit Trichter dazu kommen, dass sich verstärkt Organik absetzt, da im Trichterbereich meist keine Luftzufuhr erfolgt und keine ausreichende Fließgeschwindigkeit sohlnah vorhanden ist ($\geq 0,1$ m/s) um Organikablagerungen zu verhindern.

3.1.3 Querschnittsfläche

Bei Hirschbeck (2010) sind verschiedene Autoren benannt, die sich mit der Querschnittsfläche von belüfteten Sandfängen auseinandergesetzt haben. Auch ist dort der Vorschlag der DWA (2008) zur Querschnittsfläche aufgeführt und der Neigungswinkel der Sandfangsohle auf der der Belüftung gegenüberliegenden Seite angegeben. Die Sohlgeschwindigkeiten sollten so groß sein, dass die Organik weitertransportiert wird und so klein, dass sedimentierter Sand nicht wieder erodiert und erneut in die Strömungswalze gerät. Unter diesen Randbedingungen wäre es bei relativ niedrigen sohlnahen Fließgeschwindigkeiten möglich, dass der Sand sedimentiert und an Ort und Stelle liegen bleibt, wenn der Neigungswinkel der Sohle zu klein wäre. Sand besitzt, u.a. in Abhängigkeit der Rauheit der Partikel und der Kornzusammensetzung, einen Schüttwinkel von ca. 30° . Bei 35° bis 45° ist sichergestellt, dass der Sand auch dann in die Sandsammelrinne rutscht, wenn praktisch keine Fließgeschwindigkeit vorhanden ist.

Bei Hirschbeck (2010) finden sich weitere Informationen zur Querschnittsfläche, z.B. zum Höhen-/Breitenverhältnis des Sandfangteils sowie der Einblastiefe der Luft.

3.1.4 Luftmenge

Bei Hirschbeck (2010) sind die empfohlenen Lufteinträge in Abhängigkeit der Querschnittsfläche des Sandfangs dargestellt. Die Empfehlungen gehen auf verschiedene Autoren zurück. Boes (1990) hat darauf hingewiesen, dass die

Empfehlungen eine große Spreizung aufweisen und die daraus entstehenden Unsicherheiten in der Praxis aus einem Sicherheitsdenken heraus dazu führen, dass größere Gebläse angeschafft und eher mehr bzw. zu viel Luft eingetragen wird. Höhere Lufteinträge führen zu höheren Walzengeschwindigkeiten und in der Folge bei zu hohen sohnahen Fließgeschwindigkeiten zu niedrigeren Sandabscheideleistungen. Außerdem steigt der Energiebedarf. Der Fachartikel von Boes (1990) ist bereits 30 Jahre alt, aufgrund der Lebensdauer der Bauwerke und des oftmals gleichbleibenden Betriebs, sind die dortigen Erfahrungen für viele Anlagen sicher noch als aktuell anzusehen. Empfehlungen zu den Lufteinträgen werden z.B. bei Hirschbeck (2010) und Boes (1990) aufgezeigt. Hirschbeck (2010) empfiehlt aus energetischen Überlegungen eine niedrige Lufteintragsmenge von unter $0,5 \text{ Nm}^3/(\text{m}^3 \cdot \text{h})$.

Darüber hinaus erwähnt Hirschbeck (2010) eine Veröffentlichung von Seyfried (1994), die sehr niedrige Luftmengen empfiehlt, um einen vorzeitigen Abbau organischer Substanzen zu verhindern, die für die Denitrifikation und die biologische Phosphorumsetzung benötigt werden. Obenaus et al. (1998) führten Untersuchungen zum Einfluss der Belüftung auf die Auswirkungen in der belüfteten Reinigungsstufe durch. Sie empfehlen für Sandfänge mit einer Querschnittsfläche bis 8 m^2 einen Lufteintrag zwischen $0,3$ bis $0,5 \text{ Nm}^3/(\text{m}^3 \cdot \text{h})$ und ab 8 m^2 zwischen $0,2$ bis $0,3 \text{ Nm}^3/(\text{m}^3 \cdot \text{h})$ (aus Hirschbeck, 2010).

Zur Anpassung der Sohlgeschwindigkeit wird des Weiteren von verschiedenen Autoren (z.B. Boes, 1990) empfohlen die Abstände der Luftzufuhröffnungen zu variieren und am Einlauf mehr Öffnungen anzuordnen als am Ablauf. Da die Luftzufuhr anlagenspezifisch in Abhängigkeit der Querschnittsfläche zu einer Fließgeschwindigkeit an der Sohle führt, können hierbei keine allgemeinen Fließgeschwindigkeiten bestimmten Luftmengen zugeordnet werden.

Durch die Autoren wurden bereits mehrfach Strömungsmessungen (Messung der Fließgeschwindigkeit) durchgeführt, um Erkenntnisse über die Strömung in den Sandfängen und Vergleichsmesswerte für die CFD-Simulationen zu erhalten. Die Erkenntnisse haben gezeigt, dass es generell zu empfehlen ist, solche Messungen durchzuführen.

3.2 Unbelüftete Sandfänge

3.2.1 Eigene Ansätze

In den letzten Jahrzehnten ersetzte der belüftete Sandfang zunehmend den unbelüfteten Sandfang in Deutschland. Der Grund hierfür ist, zumindest aus Autorensicht, nicht ganz klar, da beide Sandfangtypen Vor- und Nachteile aufweisen.

Es wird empfohlen den unbelüfteten Sandfang bei Neuplanungen und Leistungssteigerungen von bestehenden Sandfängen mit zu untersuchen. Am Institut IWAR der TU Darmstadt wurden gemeinsam mit dem Unternehmen W+F und dem IWW Zentrum Wasser in den letzten Jahren zwei neue, unbelüftete Sandfangtypen entwickelt. Dies ist zum einen der Leitwandsandfang, der zurzeit in einem Forschungsprojekt („Sand-LeitModul“, gefördert aus Mitteln der Deutschen Bundesstiftung Umwelt) in einer volltechnischen Pilotanlage untersucht wird, sowie zum anderen der Ultraflachsandfang (KMU-innovativ Verbundprojekt; gefördert aus Mitteln des BMBF).

3.2.2 Leitwandsandfang

Der Leitwandsandfang wurde auf Grundlage einer sogenannten hybriden Modellierung (Experimental (EFD) und Computational (CFD) Fluid Dynamics) entwickelt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde 2019 eine volltechnische Anlage konzipiert, die derzeit auf einer kommunalen Kläranlage in Hessen (Heusenstamm) in Betrieb ist und wertvolle Erkenntnisse bzgl. weiterer Optimierungsmöglichkeiten liefert. Mit dieser Technik ist es möglich, dass auch feiner Sand (Quarzsand bis Siebkorngröße 100 μm) in hohen Anteilen abgeschieden werden kann, was in belüfteten Sandfängen so praktisch technisch nicht möglich ist. Die modulare Bauweise des Systems soll den Einsatz des Systems als Kompaktanlage als auch als Nachrüstung in bestehende Sandfanganlagen ermöglichen.

Das Kernelement des Leitwandsandfangs ist ein unbelüfteter Langsandfang, in welchem strömungswirksame, modulare Bauteile (Elemente) integriert werden. Im Einlaufbereich werden zylindrische Körper zur Vergleichmäßigung der Strömung über die gesamte Beckenhöhe angeordnet, die zu einer kleineren mittleren Fließgeschwindigkeit führen. Dies bewirkt zudem in der Folge eine erste Verringerung der Strömungsturbulenzen im Zulauf. Auf der weiteren Fließstrecke werden Leitwandmodule bestehend aus parallelen, senkrechten Leitwänden zur weiteren Reduzierung der Strömungsturbulenzen und weiteren Vergleichmäßigung der Strömung über die Beckenbreite eingesetzt. Der abgeschiedene Sand wird mit Hilfe einer Förderschnecke entgegen der Fließrichtung in einen Pumpensumpf gefördert, von wo aus er mit einer Pumpe einem Sandwäscher zugeführt werden kann.

In Abbildung 6 wurde Abbildung 1 um weitere Bilder ergänzt (Benennung von oben nach unten mit 1 bis 5). Es ist ungünstig für den Abscheidegrad, wenn die Sohle des Zulaufs nah an der Wasseroberfläche des unbelüfteten Sandfangs anschließt. In diesem Fall besitzen alle Sandpartikel den längsten Absetzweg (Bilder 1 bis 3). Kann der Zulauf tiefer angeordnet werden oder ist es möglich mit

Vergleichmäßiger eine bessere Verteilung über den gesamten Sandfang zu erreichen (Bild 4 und Bild 5), dann ist der Absetzweg für den Großteil der Sandpartikel kleiner als bei einem wasserspiegelnahen Zulauf. Kann zusätzlich die Turbulenz reduziert werden, verkürzt sich die Fahne weiter (Bild 3). Der Leitwandsandfang kombiniert die technischen Maßnahmen optimal und somit kann der Sandfang erheblich verkürzt werden.

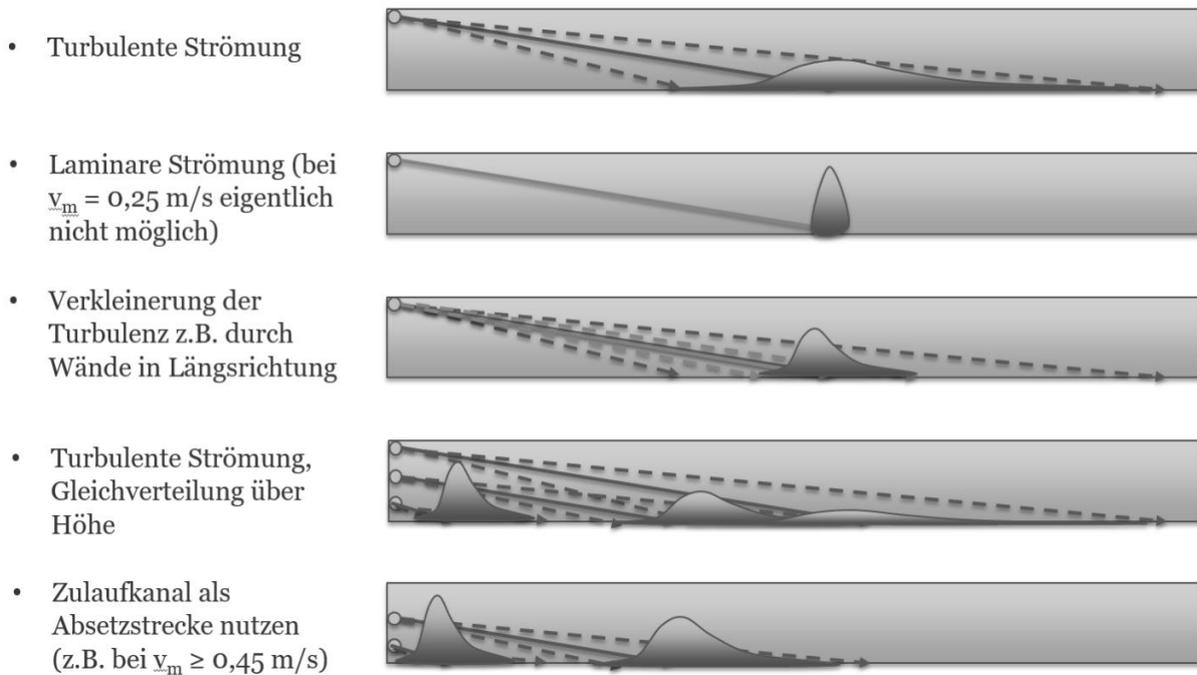


Abbildung 6: Prinzip der Absetzwirkung im Leitwandsandfang (eigene Darstellung)

Gegenüber normalen Plattenabscheidern mit einem Neigungswinkel gegenüber der Waagrechten, sind die Leitwände in Strömungsrichtung, im rechten Winkel zum waagrechten Wasserspiegel und somit ohne Neigungswinkel angeordnet. Somit sind Ablagerungen auf den Platten systembedingt minimiert. Während bei normalen Plattenabscheidern die Platten als Abscheidefläche genutzt werden, besitzen die Leitwände des Leitwandsandfangs andere Funktionen. Zum einen dienen sie der Reduzierung der Turbulenz der Fluidströmung, um somit die Sink- und Aufstiegsgeschwindigkeiten von Partikeln deutlich zu erhöhen. Zum anderen dienen die Leitwände den abzuscheidenden Partikeln als Prallfläche, an der die normal zur Wand wirkenden Partikelgeschwindigkeiten, insbesondere in der laminaren Grenzschicht, sehr klein werden, jedoch die Sink- und Aufstiegsgeschwindigkeiten der Partikel erhalten bleiben. Abbildung 7 zeigt die Pilotanlage mit Zu- (links) und Ablaufkanal (rechts). Im vorderen Teil der Anlage ist der Pumpensumpf zu erkennen, danach folgt der Sandfang, mit Vergleichmäßiger und Leitwänden.

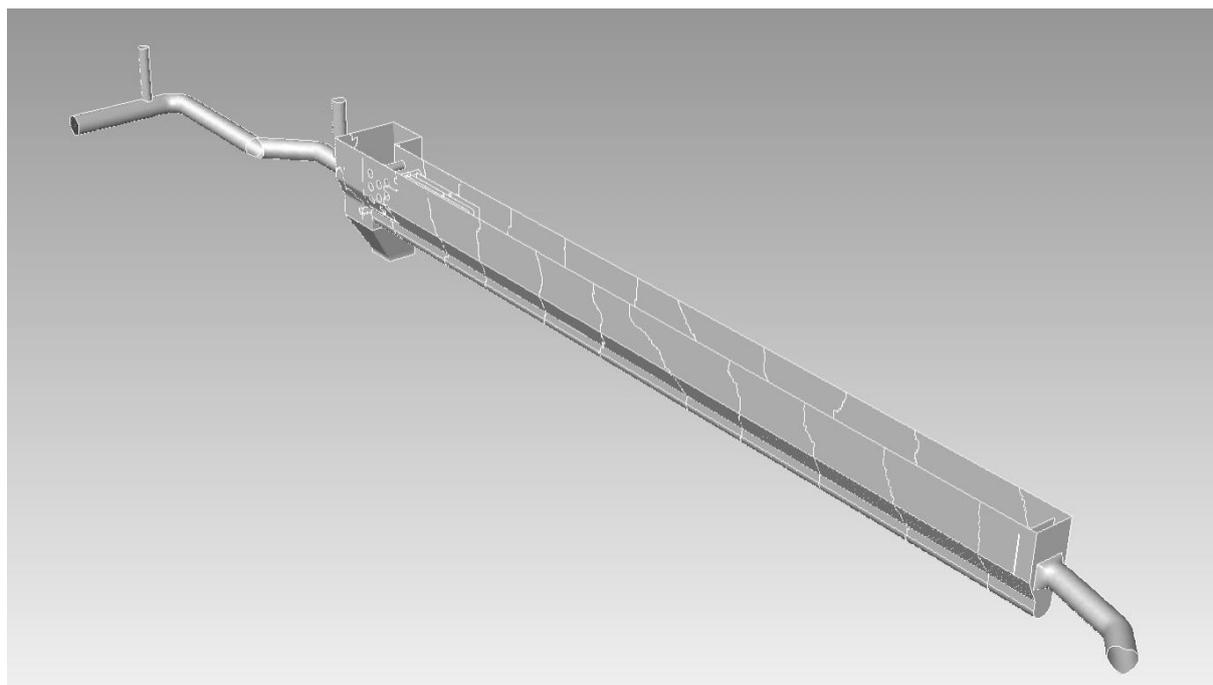


Abbildung 7: CFD-Geometrie der Pilotanlage des Leitwandsandfangs (eigene Darstellung)

Im Sommer 2019 wurden auf der volltechnischen Pilotanlage ca. 30 Sandabscheideversuche im Kreislaufbetrieb mit einer vollständigen Bilanzierung der Sandfracht durchgeführt. Die Pilotanlage wurde auf die weitergehende Abscheidung von Feinsanden bis zu einer Siebkorngröße von $100\ \mu\text{m}$ ausgelegt. Die Anlage wurde mit Trinkwasser betrieben, als Prüfsand wurde ein feuergetrockneter Quarzsand der Körnung 100 bis $400\ \mu\text{m}$ verwendet. Der Prüfsand liegt somit in den von der DWA (2008) vorgeschlagenen Grenzen und zwar an der Grenze mit dem sehr kleinen Maximaldurchmesser von $400\ \mu\text{m}$. Bei Durchflüssen zwischen ca. 20 und $40\ \text{l/s}$ wurden bei Wassertemperaturen zwischen 15 und $20\ ^\circ\text{C}$ für den Kornbereich $\geq 100\ \mu\text{m}$ in allen Versuchen ein Sandabscheidegrad von $>95\ \%$ erreicht, für den Kornbereich $\geq 200\ \mu\text{m}$ wurde in allen Versuchen ein Sandabscheidegrad $>99,8\ \%$ erreicht. Es ist geplant in 2020 CFD-Simulationen der Pilotanlage mit Partikelmodellen für verschiedene Durchflüsse, Wasserstände und Wassertemperaturen durchzuführen, um weitere Erkenntnisse zu gewinnen. Außerdem werden in 2020 über das ganze Jahr Sandproben mit dem in 4.2 beschriebenen Probenahmesystem genommen.

3.2.3 Ultraflachsandfang

Der Ultraflachsandfang (UFS) stellt eine komplette Sandabscheideanlage im realen Maßstab mit integriertem Rechen, Bandräumer und Förderschnecke dar. Durch die Bauweise als Kompaktanlage und deren geringen Platzbedarf von ca.

3-5 m² eignet sich der UFS für den Einsatz auf kommunalen Kläranlagen im Bestand, als ergänzende Maßnahme zu bereits bestehenden Sandfängen oder als vorübergehende Lösung während bspw. Instandsetzungsarbeiten. Die Funktionsweise des UFS beruht auf einem anderen Wirkprinzip als die Mehrzahl der derzeit auf dem Markt befindlichen Sandfanganlagen. Anstelle der (Ab-) Sinkdauer eines Partikels stehen beim UFS die physikalischen Prinzipien der Erosion und Sedimentation im Vordergrund. In Sandfängen besitzen Sandpartikel mit kleinen Durchmessern und Organikpartikel ab einer bestimmten Größe ähnliche Absetzgeschwindigkeiten. Es kann nicht verhindert werden, dass sich mit dem Sand auch gleichzeitig Organik absetzt. Dies passiert auch beim UFS. Der UFS macht sich allerdings den Umstand zunutze, dass Sand- und Organikpartikel bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten in Bewegung geraten und zwar Organikpartikel bei wesentlich geringeren Werten (ca. 5-10 cm/s) als Sand in den maßgeblichen Korngrößen (ca. 20-25 cm/s). Die Bewegung erfolgt bei den Partikeln schiebend, rollend oder hüpfend. Hierbei ragen außerdem bei gleicher Absetzgeschwindigkeit die Organikpartikel aus der ca. 1 bis 2 mm dünnen, sogenannten laminaren Unterschicht an der Sohle heraus, während die Sandpartikel, wenn sie direkt auf der Sohle liegen, mit ca. 0,1 bis 1,0 mm Durchmesser in dieser gänzlich eingebunden sind. Die Annahme ist, dass dies dazu führt, dass die Sandpartikel nicht so leicht von Strömungsturbulenzen in eine hüpfende Bewegung übergehen und auch nicht weggerissen werden können. Da nur die hydrodynamischen Effekte auf der Sohle und nicht die Absetzzeit entscheidend für die Abscheidung sind, beträgt die Aufenthaltszeit im UFS nur wenige Sekunden (<10 Sekunden).

Die theoretischen Grundlagen wurden mit Hilfe einer hybriden Modellierung (Abgleich der Ergebnisse von CFD-Modellvarianten mit denen einer realen Laboranlage) im Rahmen von zahlreichen Dosier- und Durchflussversuchen verifiziert. Hierbei wurden die Auswirkungen u.a. der Gestaltung des Zulaufbereichs, verschiedener Fließhöhen und -geschwindigkeiten, Materialeigenschaften (Korngrößen und -formen) und Zugabekonzentrationen auf das Absetzverhalten von Sand- und Organikpartikel untersucht. Die Laboruntersuchungen zeigen, dass durch geeignete Wahl des Zulaufbereiches sowie eine geringe Fließhöhe (daher der Name Ultraflachsandfang) relativ konstante Strömungsverhältnisse und somit weitestgehend einheitliche Fließgeschwindigkeiten über den Querschnitt erreicht werden können. Hierbei wurden im Anschluss an die Laborversuche Versuche an einer volltechnischen Pilotanlage an zwei Kläranlagenstandorten durchgeführt, die wiederum von CFD-Simulationen flankiert wurden. In Abbildung 8 ist die Pilotanlage des UFS auf einer Stadtteil-Kläranlage von Wölfersheim / Hessen zu sehen.



Abbildung 8: Pilotanlage des UFS am Standort in Wölfersheim (Foto: Sonnenburg)

Der in Wölfersheim verwendete UFS besteht aus einem vorgeschalteten Rechen, der einen wesentlichen Teil des Aufbaus ausmacht, sowie dem eigentlichen UFS, der für einen Durchfluss von 20 l/s in der Größe einem Tischfußball-Gerät ähnelt. Das Abwasser gelangt durch den Rechen auf die UFS-Platte, auf der sich der Sand absetzt. Der darin abgesetzte Sand wird entweder durch die eigene Rollbewegung oder mittels Bandräumer in Fließrichtung geräumt. Der abgeschiedene Sand gelangt über einen Schneckenförderer, in welchem eine Entwässerung des Sandgutes erfolgt, in einen Container und kann entsorgt werden. Das vom Sand getrennte Abwasser fließt über ein höhenverstellbares Ablaufwehr. Das Wehr ist stufenlos regelbar und bestimmt somit die Einstauhöhe und damit die mittlere Fließgeschwindigkeit im UFS.

Die Versuchsergebnisse in Wölfersheim zeigen, dass bei dem Bemessungsdurchfluss (20 l/s) sehr hohe Abscheidegrade ab der Siebkorngröße 100 μm >95% mit realem Abwasser und dem gleichen Prüfsand wie im Leitwandsandfang (Korngrößen zwischen 100 und 400 μm , Reindichte ca. 2650 kg/m^3) erreicht werden. Der TS-Gehalt der Organik im Sandfanggut lag bei dem Bemessungsdurchfluss bei ca. 3 %.

4 Prüfung der Leistungsfähigkeit von Sandfängen

4.1 Bemessungsgröße Sandabscheidegrad

Die generelle Bemessungsgröße von Sandfängen bildet der prozentuale Abscheidegrad von Sand, d.h. die Differenz der Sandfracht zwischen Sandfangzulauf und -ablauf in Prozent. Die DIN 19569, Teil 2 (2002) empfiehlt für Sand (Reindichte 2.650 kg/m^3) für die Trennkorngrößen 0,16, 0,2, 0,25 oder 0,3 mm bei einer Wassertemperatur von $10 \text{ }^\circ\text{C}$ einen Abscheidegrad von 95 oder 99 %. In Deutschland wird häufig ein Sandabscheidegrad der Trennkorngröße $\geq 200 \text{ }\mu\text{m}$ von 95 % gefordert. Die Planungsvorgabe ist allerdings nicht einheitlich geregelt. So sind bei den Sanden sowohl prozentuale Abscheidegrade einer Korngröße (z.B. Korngröße $200 \text{ }\mu\text{m}$) als auch einer Trennkorngröße (Sandabscheidung von 95 % der Trennkorngröße $\geq 200 \text{ }\mu\text{m}$) als Vorgabe durchaus möglich. Bemessungstechnisch liegen die beiden Größen oft weit auseinander.

Wie eigene Untersuchungen (Sonnenburg und Urban, 2016) zeigen, ist es für Planer und Betreiber von kommunalen Abwasserreinigungsanlagen schwierig die Zu- und Ablaufkonzentrationen von Sanden mit den derzeit am Markt verfügbaren Probenahmetechniken in einem überschaubaren Rahmen zu bestimmen, um daraus entweder die Planungsgrundlagen zu ermitteln oder aber die geforderten Abscheidegrade zu überwachen. Die individuell angepasste verfahrenstechnische Lösung für einen Sandfang zu finden, gestaltet sich somit als besondere Herausforderung. Wenn diese Messung aber nicht durchgeführt werden kann, bleibt der Abscheidegrad als Planungsvorgabe ein theoretischer Wert.

Verschiedene Autoren (z.B. Hirschbeck, 2010, Branner und Roediger, 2018) schlagen die Durchführung einer Prüfung des Sandabscheidegrads mithilfe von Prüfsand vor. Im DWA (2008) wird für den Nachweis des Sandabscheidegrads mit Hilfe eines Prüfsands ein Korngrößenbereich vorgeschlagen.

Die Autoren verwenden für die Planung und die Prüfung der Leistung neuer und bestehender Sandfanganlagen die numerische Simulation mit CFD (Computational Fluid Dynamics) als Hilfsmittel. Mit CFD können Sandpartikelabscheidegrade für bestimmte Korngrößen in der bestehenden Anlage und in Varianten über die Sandpartikelbestimmung im Zu- und Ablauf berechnet werden. Hierfür minimiert sich der Aufwand, da keine Messungen vor Ort notwendig sind.

Wie zuvor beschrieben, wurden für die Sandfrachtbilanzierung am Leitwandsandfang und am Ultraflachsandfang aber auch Versuche mit Prüfsand durchgeführt. Der verwendete Prüfsand entspricht den Anforderungen der DWA (2008). Dies ist für kleine Durchflüsse noch möglich, der Aufwand ist aber

erheblich. Versuche mit Prüfsand für den Bemessungsfall bei Regenwetter sind aufgrund des Aufwands nicht durchgeführt worden.

Aufgrund der Herausforderungen bei den Versuchen mit Prüfsand wurde am IWW und IWAR ein Verfahren zur Bilanzierung von Sandfrachten des im Abwasser bereits vorhandenen Sandes entwickelt, das nachfolgend beschrieben wird.

4.2 Eigenes Verfahren zur Berechnung der Sandfrachtbilanz

Vom IWW und IWAR wurde ein Verfahren zur Bilanzierung der Sandfracht in Sandfängen entwickelt. Das Verfahren basiert auf der Hybriden Modellierung. Diese Methodik wird vom Hauptautor bereits seit vielen Jahren verwendet. Hierbei werden Experimente, Messungen und Computersimulationen so miteinander verwoben, dass Methoden entstehen, die ohne derartige Verknüpfung überhaupt nicht oder nur mit erheblich größerem Aufwand möglich wären. Das Probenahmeverfahren für Sandfänge soll in Zukunft am IWAR und am IWW für die Berechnung des Sandabscheidegrads und damit der quantitativen Bilanzierung von Sandfängen genutzt werden.

Bei dem Verfahren handelt es sich um eine punktuelle Absaugung von Abwasser aus einem Kanal mit Hilfe eines Schlauchsystems und einer trocken aufgestellten Pumpe sowie eines für dieses Verfahren entwickelten Sandfangs. Im Sandfang wird der Sand aus dem Abwasser gesammelt, es wird kein zusätzlicher Sand zudosiert. Zum Verfahren gehören CFD-Simulationen des Bereichs vor und nach einer oder mehrerer Messebenen. Am IWW und IWAR gibt es mittlerweile 3 Probenahmesysteme, 2 davon sind baugleich. Somit können an einem Sandfang zeitgleich am Zu- und Ablauf Sandproben entnommen werden (Abbildung 9).

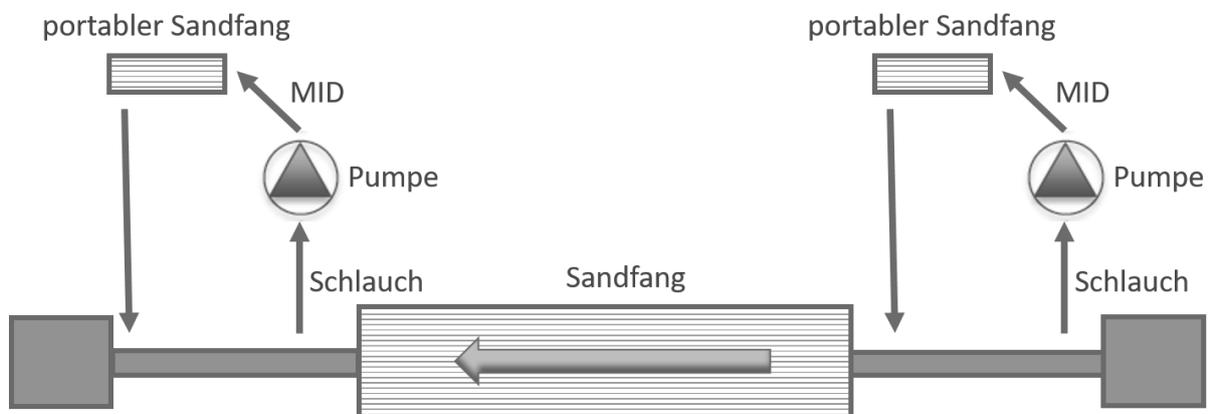


Abbildung 9: Schema des Versuchsablaufs zur Bilanzierung eines Sandfangs (eigene Darstellung)

Es wurden Kalibrierungen des Probenahmegeräts unter nachvollziehbaren Bedingungen für die Sandprobenahme an einem Messpunkt durchgeführt (noch unveröffentlicht). Auf Grundlage der Ergebnisse ist derzeit davon auszugehen, dass an einem Messpunkt unter Einhaltung geeigneter Messparameter (Absauggeschwindigkeit, Absaughöhe, Partikeldurchmesser, Fließgeschwindigkeit im Kanal) die abgesaugte Sandfracht zu 98 % der vorbeiströmenden Sandfracht entspricht. Da die abgesaugte Sandfracht hierbei immer kleiner ist als die reale Sandfracht, kann der Fehler durch die Multiplikation der gemessenen Sandfracht mit dem Faktor 1,02 minimiert werden. Bei der Umrechnung auf die gesamte Sandfracht an einer Messebene wird aus Ergebnissen vorangegangener Untersuchungen an Anlagen im volltechnischen und Labormaßstab zurzeit davon ausgegangen, dass ein Gesamtfehler von 20 % in der Berechnung der Gesamtsandfracht an einer Messebene entstehen kann. Da der Fehler im Wesentlichen auf physikalischen Prozessen basiert (z.B. Abweichung im Kornformfaktor oder in Strömungsturbulenzfaktoren) ist davon auszugehen, dass der Fehler in der zweiten Messebene ebenfalls auf diesen Faktoren beruht und die gleiche Fehlerrichtung aufweist. Das würde bedeuten, dass eine durch Differenzen bei den simulierten und realen physikalischen Prozessen um 20 % zu kleine Sandfracht im Zulauf auch im Ablauf eher zu einer um 20 % zu kleinen Sandfracht führt, der Gesamtfehler im Sandabscheidegrad sich somit verkleinert bzw. aufhebt. Würde man aber beispielsweise davon ausgehen, dass sich ein Fehler im Zu- und Ablauf jeweils in beide Richtungen entwickeln kann und der Gesamtfehler läge bei jeweils $\pm 10\%$ bei einer Sandfracht von 10 g/s im Zu- und 1 g/s im Ablauf, dann läge der berechnete Sandabscheidegrad bei 90 %, und der reale Sandabscheidegrad zwischen 87,8 und 91,8 %.

Aus den bisherigen Messungen lässt sich zum heutigen Stand ableiten, dass das Verfahren funktionsfähig ist und nachvollziehbare Ergebnisse bringt. Unter Laborbedingungen lassen sich prozentual genaue Ergebnisse reproduzierbar herstellen. In volltechnischen Anlagen kann das Verfahren für die Leistungssteigerung des Sandabscheidegrads von Sandfängen bereits eingesetzt werden.

5 Literatur

- Boes, M. (1990) Anordnung und Bemessung der Luftzufuhr von belüfteten Sandfängen. Korrespondenz Abwasser , 7, S. 785.
- Branner, W. und Roediger, M. (2018) Ein verifiziertes Prüfverfahren für Sandfänge. KA Korrespondenz Abwasser, Abfall; 2018 (65) Nr. 7.
- Camp, T. R. (1944). Effect of Turbulence on Sedimentation (Discussion). American Society of Civil Engineers Transactions , Paper No. 2218, S. 660-667.

- Chebbo, G., Ashley, R., Gromaire, M.-C. (2002) The nature and pollutant role of solids at the water-sediment interface in combined sewer networks. Sewer Processes and networks, Paris.
- DWA-Arbeitsgruppe KA-5 „Absetzverfahren“ (2008) Sandfänge – Anforderungen, Systeme, Bemessung. Korrespondenz Abwasser Heft 5, 2008
- Hirschbeck, Christina. (2010) Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von belüfteten Sandfängen auf Kläranlagen. Mitteilungen / Universität der Bundeswehr, München, Institut für Wasserwesen 104. Aachen: Shaker.
- Kalbskopf, K. H. (1966). Über den Absetzvorgang in Sandfängen. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, 24 .
- Londong, J. (1987). Beitrag zur Bemessung belüfteter Sandfänge unter besonderer Berücksichtigung der gleichzeitigen Nutzung als Adsorptionsstufe. Gewässerschutz Wasser Abwasser, 94 . Aachen.
- Obenaus, F., Hinrichs, W., Scheer, C., Seyfried, C. F., & Rosenwinkel, K.-H. (1998). Bemessung von belüfteten Sandfängen unter Berücksichtigung des Einflusses auf die biologische Reinigungsstufe. Awt abwassertechnik, 2, S. 42-46.
- Seyfried, C. F. (1994). Rechen, Siebe und Sandfänge - Betriebserfahrungen und Entwicklungen. Schriftenreihe WAR der Technischen Hochschule Darmstadt, 36. Darmstädter Seminar: Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen, 75 , 189-223. Darmstadt.
- Sonnenburg, A. und Theilen, U. (2009) Sandabscheidungen in einer kompakten Walzensandfanganlage – Herleitung der physikalischen Wirkmechanismen mithilfe von CFD. KA Abwasser, Abfall 2009 (56), Nr. 12
- Sonnenburg, A. und Urban, W. (2016) Der Leitwandsandfang – Entwicklung eines neuen, unbelüfteten Sandfangs zur Erreichung hoher Abscheidegrade von Feinsanden. KA Abwasser, Abfall 2016 (63), Nr. 5

Korrespondenz an:

Dr. Alexander Sonnenburg

IWW Zentrum Wasser
Regionalstandort Rhein-Main

Justus-von-Liebig-Str. 10
D-64584 Biebesheim am Rhein

Tel.: +49 208 40303-615

Mail: a.sonnenburg@iww-online.de

Leistungssteigerung von Vorklärbecken

Miklós Patziger

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik
Technische und Wirtschaftswissenschaftliche Universität Budapest

Einleitung, Zielsetzung

Die Vorklärung ist eine wichtige Stellschraube zwischen Abwasserreinigung und Energiemanagement auf Kläranlagen.

Eine gut funktionierende Vorklärung ist eine Voraussetzung für eine effiziente Entlastung der biologischen Reinigungsstufe und gleichzeitig für eine hohe Primärschlamm- und Faulgasproduktion, welche zu einer größeren elektrischen Energieerzeugung führt. Dabei ist natürlich unter anderem darauf zu achten, dass das Kohlenstoff-Nährstoff (C/N) Verhältnis nicht zu weit beeinträchtigt und damit die primär für die Denitrifikation nötige minimale leicht abbaubare Kohlenstoffmenge in die biologische Reinigungsstufe weitergeleitet wird (Gujer 2007, Methcalf & Eddy 2003).

Die Bemessung und Optimierung von Vorklärbecken (VKB) muss also anhand von State-of-the-Art Methoden im oben geschilderten Spannungsfeld zwischen Energiemanagement und biologischer Reinigung erfolgen. Hierbei müssen die beckeninternen Prozesse in VKB im Detail erfasst werden.

VKB werden derzeit nach "Black-Box Methoden" bemessen. Die Zielgrößen der Bemessung sind die hydraulische Aufenthaltszeit und die Oberflächenbeschickung. Die Bemessung wird in der Regel nach dem Arbeitsblatt DWA A 131 (2016) durchgeführt. Dabei ist es anzumerken, dass bestehende VKB auch heutzutage noch nach sehr alten Richtlinien und auf die einst bestehende Belastung bemessen wurden.

Im Gegensatz zur Nachklärung haben wir über die genauen beckeninternen Prozesse von VKB wenige Kenntnisse. Dabei muss festgestellt werden, dass die Forschung von Nachklärbecken mit der Entwicklung der Messtechnik und Computational Fluid Dynamics (CFD) in den letzten Jahrzehnten aus diversen Gründen im Vordergrund stand (u.a. Armbruster et al.2001).

Nachfolgend werden Ergebnisse eines Forschungsprojektes vorgestellt, in dessen Rahmen die beckeninternen Prozesse und darauf aufbauend die Leistungssteigerung von horizontal durchströmten Vorklärbecken untersucht wurden (Patziger & Kiss 2015, Patziger & Kiss 2015, Patziger et al. 2016).

Fragestellungen waren, welche physikalischen Prozesse, wie Strömungsstrukturen, Dichteströmungen, Absetz- und Eindickvorgänge, sich in einem Vorklärbecken abspielen, wie weit diese von der Geometriegestaltung beeinflusst werden und welche Leistungssteigerungsmöglichkeiten aufbauend auf diesen Kenntnissen entdeckt werden können. Ein Eckpunkt von gut funktionierenden Absetzbeckenmodellen ist die richtige Erfassung der Separations- sowie der Absetz- und Eindickeigenschaften des jeweiligen Schlammes. Für Belebtschlämme existieren zahlreiche Messergebnisse und Absetzfunktionen (Takács 1991 etc.). Die quantitative Beschreibung des Primärschlammes in Form einer Absetzfunktion, welche in ein numerisches Modell integriert werden kann, fehlt jedoch bis heute. In numerischen Modellen wird die Feststoffmasse oft über das Stokes'sche Gesetz gerechnet. Dieses eignet sich aber nicht für die Berechnung der Primärschlämme, weil Primärschlamm in seiner Struktur wesentlich von den Annahmen des Stokes'schen Gesetzes abweicht. Dabei sind vor allem die Vielfalt an Partikelgrößen und Partikelformen, die variable Dichte, die Hemmung des Absetzvorgangs, der organische Anteil und die inhomogene turbulente Strömung in VKB zu erwähnen. Von daher wurde bei den Untersuchungen ein besonderer Wert auf die Erfassung der Absetzeigenschaften des Primärschlammes gelegt.

Das Untersuchungsprogramm wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

- Erstellung eines numerischen Vorklärbeckenmodells, welches die Strömungs- und Schlammtransportprozesse abbildet,
- Kalibrierung und Verifizierung des Modells anhand von vor-Ort Messungen an einem horizontal durchströmten Vorklärbecken, sowie die
- Untersuchung der beckeninternen Strömungs- und Schlammtransportprozesse im untersuchten Becken und Erarbeitung von Optimierungsmöglichkeiten, wobei folgende Fragen auftauchen:
 - Welche beckeninterne Strömungs- und Absetzprozesse dominieren das Strömungsbild und Konzentrationsverteilung eines Vorklärbeckens?

- Gibt es "Nachklärbecken-ähnliche" Dichteströmungen in Vorklärbecken, aufgrund deren wir die Strömungs- und Absetzprozesse optimieren können?
- Wie unterscheidet sich die Abscheideleistung von Vorklärbecken bei verschiedenen Einlaufgeometriegestaltungen.

Das numerische Vorklärbeckenmodell

Das Strömungsverhalten eines Vorklärbeckens wird von der Zulaufbelastung und der Beckengeometrie bestimmt. Die Strömung wird – wie bei strömungsmechanischen Fragestellungen üblich – durch die Navier-Stokes Gleichungen (Energiegleichungen) berechnet. Trotz der geringen Geschwindigkeiten in einem Absetzbecken, welche im idealen Fall von 0 bis 10 cm/s reichen, herrschen Turbulenzen die einen bestimmenden Einfluss auf die Strömung ausüben. Die Turbulenz wird daher durch ein k- ϵ Modell im Modell berücksichtigt, welches mit den oben erwähnten Energiegleichungen in enger Kopplung gelöst wird. Die Einlaufkonzentrationen zu einem Vorklärbecken reichen üblicherweise von 200 bis 600 mg/l. Der Transport des Schlammes wird durch eine geeignete Transportgleichung gerechnet. Die Sinkgeschwindigkeit, sowie die Dichte und Rheologie des Schlammes sind als Funktion der lokalen Konzentration betrachtet. Der Aufbau des Schlammabsetzmodells wird im nachfolgenden Kapitel gezeigt.

Im Zuge der Analysen wurde die dreidimensionale Geometrie des zu untersuchenden Beckenkonzeptes aufgebaut. Die Modellgeometrie beinhaltet alle Details, welche auf die Strömungsprozesse Einfluss haben. Nach der Eingabe der Geometrie erfolgt die Zuordnung der Randbedingungen: Einlauf, Ablauf, Wasserspiegel und Wand. Am Einlauf wird die zufließende Abwassermenge und Schlammkonzentration gemäß der Belastungsannahmen definiert. An der Wand werden alle zur Wand senkrechten Komponenten der Geschwindigkeiten, Turbulenzen, Beschleunigungen etc. auf Null gestellt. Am Ablaufrand werden die Ablaufgeschwindigkeiten und die Ablaufkonzentrationen vom Modell gerechnet.

Um die oben genannten Differentialgleichungen zu lösen, wird die Beckengeometrie durch ein entsprechendes Rechengitter diskretisiert. Die Größe der Zellen des Rechengitters wird in Abstimmung mit dem Zeitschritt der Berechnung gewählt. Eine zu dichte Anordnung des Rechengitters führt zu enorm hohen Rechenzeiten, während eine eher grobe Auflösung ungenaue Rechenergebnisse liefert. Das Rechengitter wird deshalb an Stellen mit erwartungsgemäß großen Strömungsgradienten entsprechend verdichtet.

Die Berechnung des Strömungsfeldes erfolgt dynamisch. Als Anfangsbedingung wird im Becken ruhendes Klarwasser definiert. Nach der Eingabe der Geometrie werden für alle zu berechnenden Größen, wie die Turbulenzgrößen etc. Anfangswerte zugeordnet. Die für den jeweiligen Simulationslauf gültigen Randbedingungen werden an allen Rändern eingestellt. Alles andere, wie die Strömungsgeschwindigkeiten, Turbulenzgrößen, Schlammkonzentrationsverteilung, Geschwindigkeiten und AFS Konzentrationen am Ablauf werden berechnet. Bei den vorliegenden Untersuchungen wurden konstante Randbedingungen definiert, jedoch ist es generell möglich, dynamische Randbedingungen einzustellen, welche z.B. den Zulaufkurven entsprechen und dadurch eine dynamische Betriebsüberwachung zu führen oder verschiedene Szenarien zu modellieren.

Die Kalibration und die Verifikation des Modells wurde auf der Hauptkläranlage Graz durchgeführt. Die derzeitige Ausbaugröße der Kläranlage betrug 500 000 EW und die täglich zugeführte Abwassermenge betrug 90 000 m³/d.

Die insgesamt vier parallel geschalteten Vorklärbecken werden von den Sandfängen über ein Verteilerbauwerk beschickt. Das Verteilerbauwerk befindet sich an der Stirnseite der Vorklärbecken.

Die Abmessungen der Vorklärbecken sind jeweils die folgenden: Beckenlänge 32.50 m, Beckenbreite: 7.00 m und Beckentiefe: 3.95 m. Die Becken werden, von an der Stirnseite der Becken sich befindenden Verteiler- und Einlaufbauwerk beschickt und das mechanisch gereinigte Abwasser wird über die, sich an der Auslaufseite befindenden Ablaufwehre abgezogen. Die Einlauföffnungen sind hoch und oberflächennah positioniert. Unmittelbar an den Einlauföffnungen auf der sich im Absetzraum befindlichen Seite, wurden Leitschilder angeordnet, bei denen die Originalabsicht die Dissipation der kinetischen Energie des ins Becken strömenden Einlaufstrahls war. Die Beckensohle hat eine leichte Neigung Richtung Schlammtrichter. Der abgesetzte Schlamm wird durch den an der Räumbrücke montierten Schildräumer Richtung Schlammtrichter geräumt.

Modellkalibrierung und -verifizierung

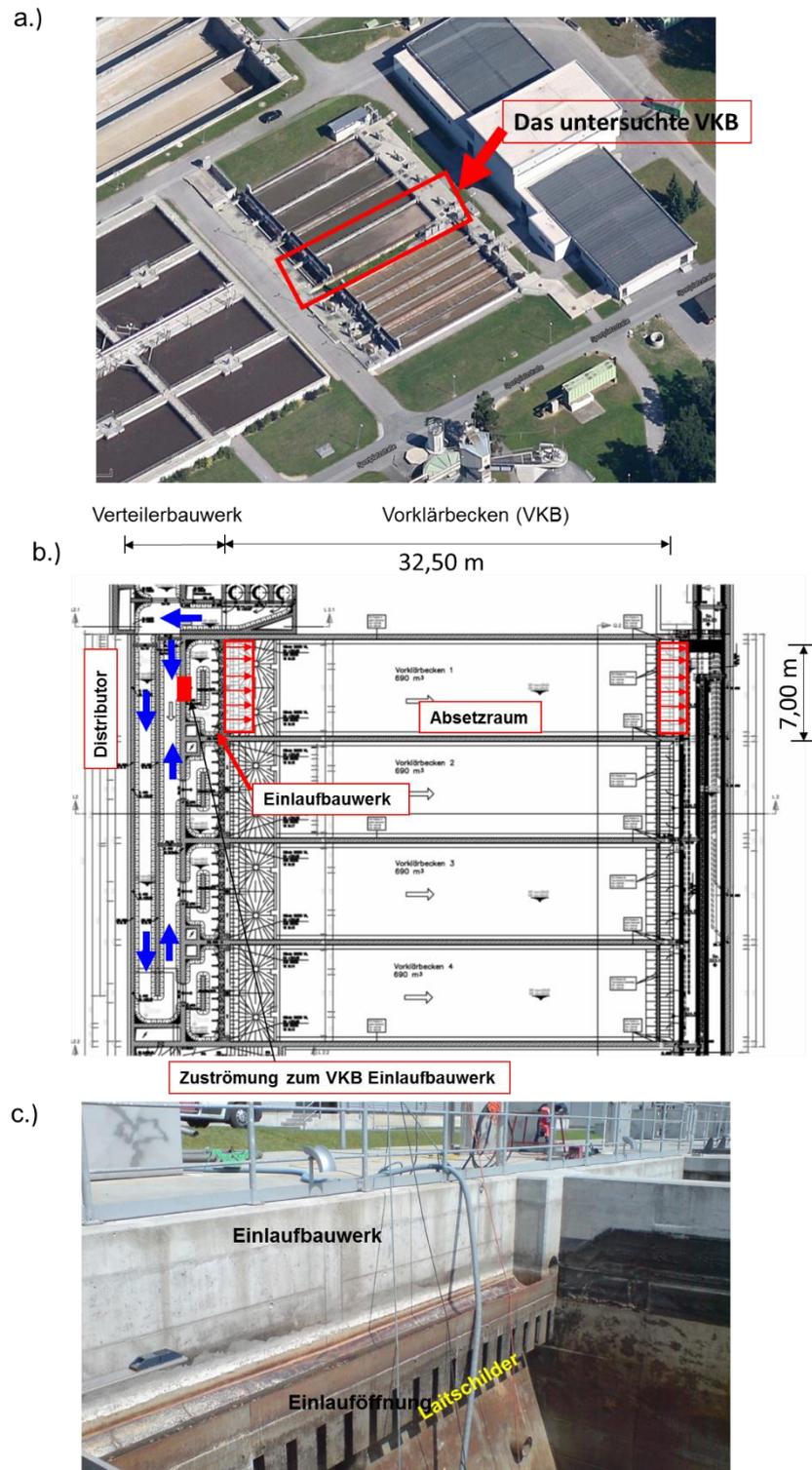


Abbildung 1: Das untersuchte Vorklärbecken
a.) Luftbild,
b.) Strömungsrichtungen im Verteilerbauwerk (blaue Pfeile),
Einlauf und Ablauf (rote Pfeile)
c.) Einlaufgeometrie

Kalibrierung des numerischen Vorklärbeckenmodells - Erstellung einer Absetzfunktion für Primärschlamm

Die Absetzfunktion, welche die Absetzgeschwindigkeit auf die lokale TS Konzentration bezieht, lässt sich für einen bestimmten Schlamm durch Absetzversuche in einem Standzylinder für Konzentrationen $> 1\text{g/l}$ experimentell bestimmen. Daher wurde eine Vielzahl von Absetzversuchen durchgeführt. Das Prinzipschema der Absetzversuche zeigt Abbildung 2. In einem Zylinder, der eine Höhe von 2 m und einen Durchmesser von 0,3 m aufweist, wird Schlamm in bekannter Konzentration homogen verteilt. Um die gewünschte Konzentration im Zylinder einzustellen, wird der entnommene Schlamm mit Vorklärbeckenablauf verdünnt. Um die Anfangskonzentration im Messzylinder für den jeweiligen Versuch genau zu ermitteln, wird aus dem Zylinder eine Probe genommen. Beim Absetzversuch ist darauf zu achten, dass der Schlamm vor dem Beginn des Versuchs in den Zylindern vollständig homogen durchmischt wird. Dies kann zum Beispiel mit einer Belüftungseinrichtung sichergestellt werden. Beim Beginn des Absetzversuchs wird die Durchmischung (z.B. die Belüftung) ausgeschaltet. Nachdem sich das Medium im Zylinder beruhigt, beginnt der Absetzvorgang.

Nach einer deutlich erkennbaren Flockungsphase bildet sich ein Schlamm Spiegel aus, der sich über längere Zeit mit einer konstanten Geschwindigkeit absetzt. Die Sinkgeschwindigkeit des Schlammspiegels verringert sich erst, wenn die Stützkkräfte des eingedickten Schlammes diese Bewegung hemmen. Diese konstante Absetzgeschwindigkeit ist eine Funktion der Anfangskonzentration (X).

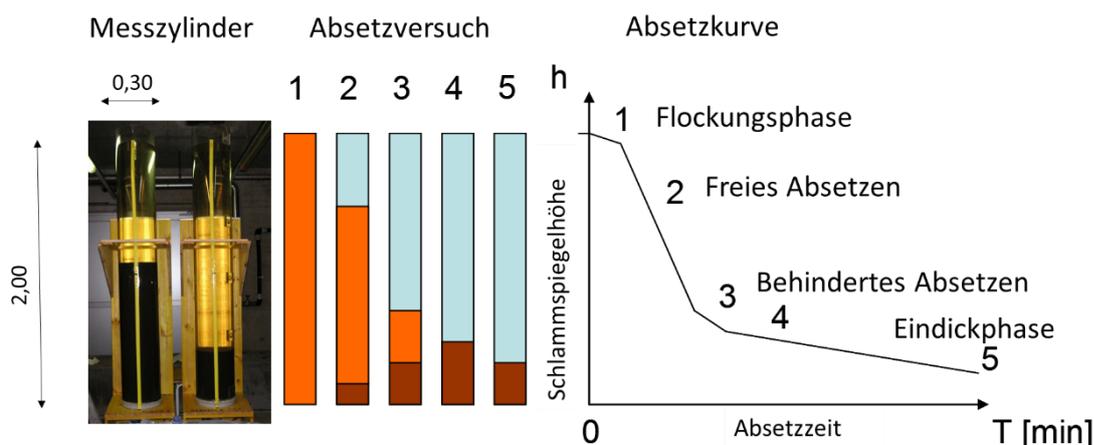


Abbildung 2: Prinzipschema der Absetzversuche

Durch mehrfache Wiederholung des Versuchs mit verschiedenen Anfangskonzentrationen lässt sich die Absetzfunktion $v_s = f(X)$ angeben.

Die Sensitivitätsanalyse der Absetzfunktion für Primärschlamm wurde mit Primärschlämmen von anderen Großkläranlagen (Zentralkläranlage Budapest 1,7 Millionen EW, Kläranlage Budapest – Nord 1 000 000 EW) sowohl für Winterbetrieb (Abwassertemperatur: 12 – 14°C) als auch für Sommerbetrieb (Abwassertemperatur 20 – 24°C) untersucht.

Die Absetzfunktion für Primärschlamm ist in Abbildung 3 ersichtlich.

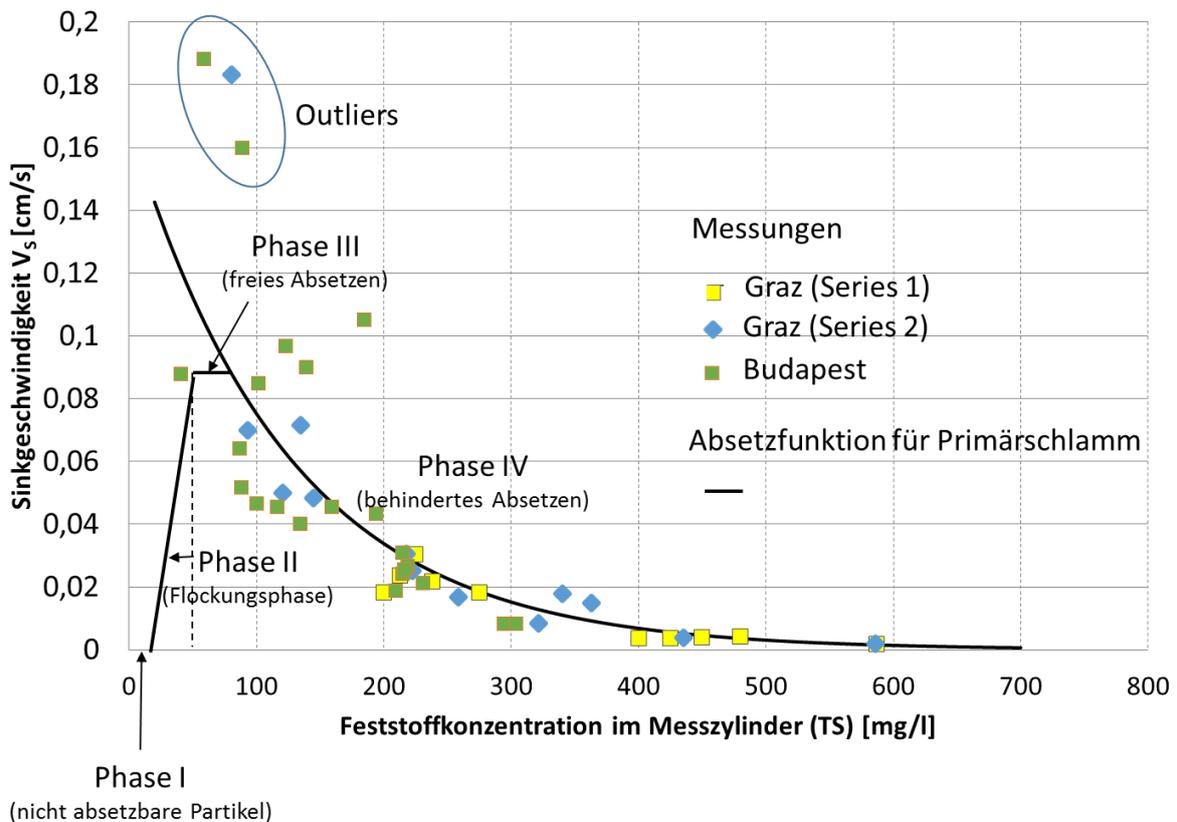


Abbildung 3: Absetzfunktion für Primärschlamm

Im Zuge der Messungen konnte nachgewiesen werden, dass der Vorgang des Absetzens vom Primärschlamm ebenfalls auf folgende Teilprozesse geteilt werden kann: Flockungsphase ($X < 0,05$ g/l) mit zunehmenden Konzentrationen, konstant maximale Sinkgeschwindigkeiten von (0,05 g/l bis 0,08 g/l) und abnehmende Sinkgeschwindigkeiten in den höheren Konzentrationsbereichen wo ein behindertes Absetzen eintritt.

Verifizierung des Vorklärbeckenmodells, beckeninterne Strömungs- und Schlammtransportprozesse

Die vor-Ort Messung der Strömungs- und Schlammkonzentrationsverteilung wurde von der Räumbrücke in den Messquerschnitten A, B, C und D durchgeführt (Abbildung 4). Bei den Messungen wurden auf der Kläranlage für den Messzeitraum (4 bis 6 Stunden lang) konstante Oberflächenbeschickungen eingestellt. Um die Auswirkung von Niederschlagsspitzenzuflüssen auf die Vorklärung zu untersuchen wurden anschließend die Messungen auch bei hohen Oberflächenbeschickungen von 5 bis 13,00 m/h durchgeführt. Zur genauen Einstellung dieser Belastungen wurde einerseits die Speicherkapazität der Regerückhaltebecken, andererseits die Möglichkeit, die anderen Vorklärbecken vorläufig auszuschalten, ausgenutzt. Die Messungen bestanden aus zwei Phasen. In der ersten Phase wurde abgewartet, bis ein, für die jeweilige Oberflächenbeschickung charakteristischer Gleichgewichtszustand entsteht. Unter Gleichgewichtszustand des Beckens verstehen wir den Zustand, bei dem die zuströmenden und abströmenden Feststoffströme einen beinahe konstanten Wert annehmen, welcher sich mit der Zeit nicht mehr ändert und die Strömungs- und Feststoffkonzentrationsverteilung im Becken, abgesehen von Pulsationen usw. ihre Charakteristik für die jeweilige Belastung annimmt.

Im Zuge einer Messkampagne wurden Geschwindigkeitsdaten in vier Messquerschnitten in insgesamt 96 Punkten registriert. In jedem Messpunkt wurden die Geschwindigkeitsdaten 90 s lang mit einer Frequenz von 16 Hz (1/s) gesammelt und so standen in jedem Messpunkt 1440 Geschwindigkeitsdaten zur statistischen Auswertung zur Verfügung. Aus der statistischen Auswertung wurden die ermittelten Geschwindigkeiten und die turbulente kinetische Energie mit den Modellergebnissen verglichen.

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Geschwindigkeiten ist in der Abbildung 4 dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass die gerechneten mit den gemessenen Werten eine gute Übereinstimmung zeigen.

Wie erwartet wird das Strömungsbild im Becken von den Längsgeschwindigkeiten bestimmt. Das Becken wird mehr oder weniger uniform durchströmt. Dichteeffekte – wie im Falle von Nachklärbecken – spielen im untersuchten Vorklärbecken keine wesentliche Rolle. Der Grund dafür sind die wesentlich höheren Strömungsgeschwindigkeiten, welche mit geringeren Konzentrationen verbunden sind als bei Nachklärbecken. Die Geschwindigkeiten in Querrichtung betragen in der Größenordnung 0 bis 4 cm/s, während die Längsgeschwindigkeiten sich zwischen 3 und 20 cm/s bewegen. Die

Maximalgeschwindigkeiten im Einlaufbereich nehmen hohe Werte auf, welche zwischen 30 und 50 cm/s liegen.

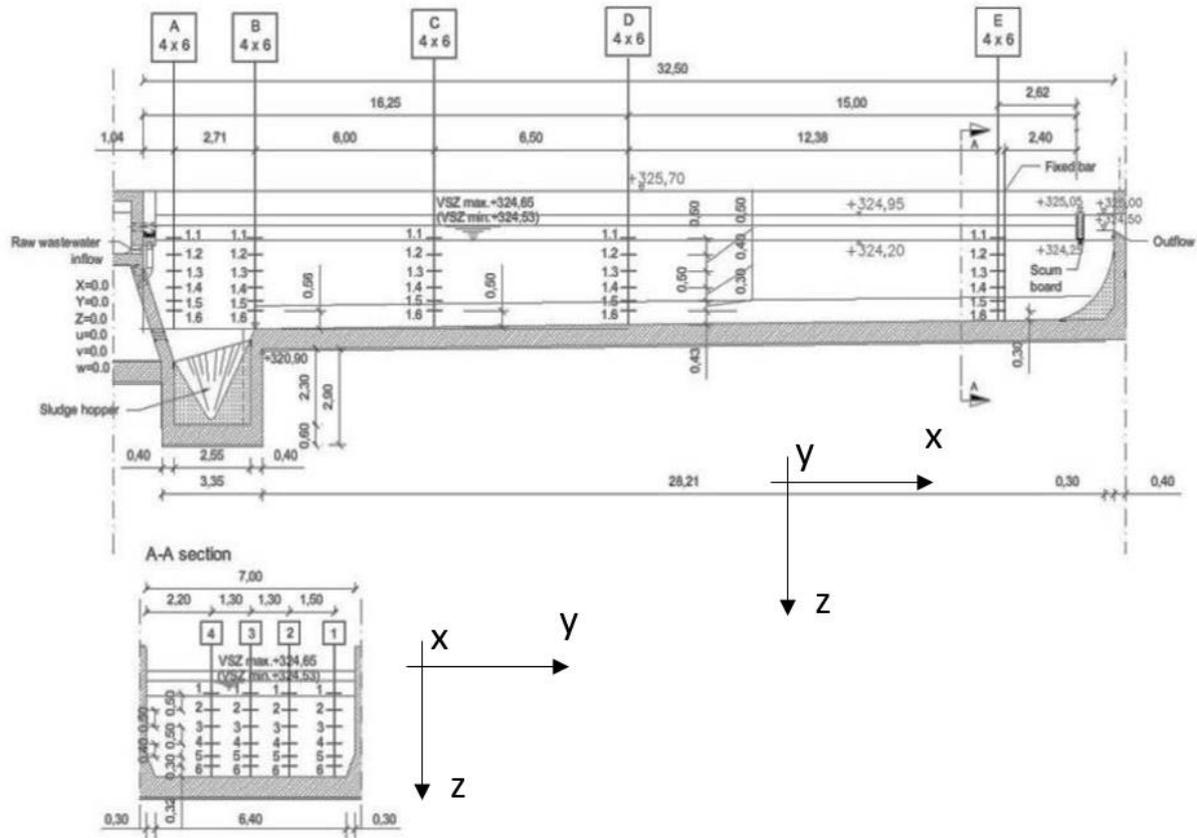


Abbildung 4: Messraster (Messquerschnitte A, B, C und E; Messpunkte 1.1, 1.2, ...)

Das Strömungsbild lässt sich in Längsrichtung auf zwei Teile aufteilen. Der erste Bereich ist der einlaufnahe Bereich, wo das Strömungsbild besonders bei hohen Oberflächenbeschickungen ($q_A > 5$ m/h) durch hohe Vertikalgeschwindigkeiten gekennzeichnet wird, welche dadurch entstehen, dass der Einlaufstrahl durch die vor den Einlauföffnungen positionierten Platten nach unten gelenkt wird. Der mit hohen Vertikalgeschwindigkeiten in die Richtung der Beckensohle strömende Einlaufstrahl schießt durch die im Einlaufbereich positionierten Schlammtrichter, wo der abgesetzte Schlamm stark aufgewirbelt und verdünnt wird. Dieser kontinuierliche Rühreffekt beeinträchtigt das Strömungsbild auch im Absetzraum und im Endeffekt die Absetzleistung der Vorklärbecken. Der Schlamm wird im Absetzraum zurückgestaut und mit einer hohen Aufenthaltszeit gespeichert. Der Räumprozess Richtung Schlammtrichter ist somit nicht effektiv. Im Ablauf zeigen sich erhöhte Feststoffkonzentrationswerte.

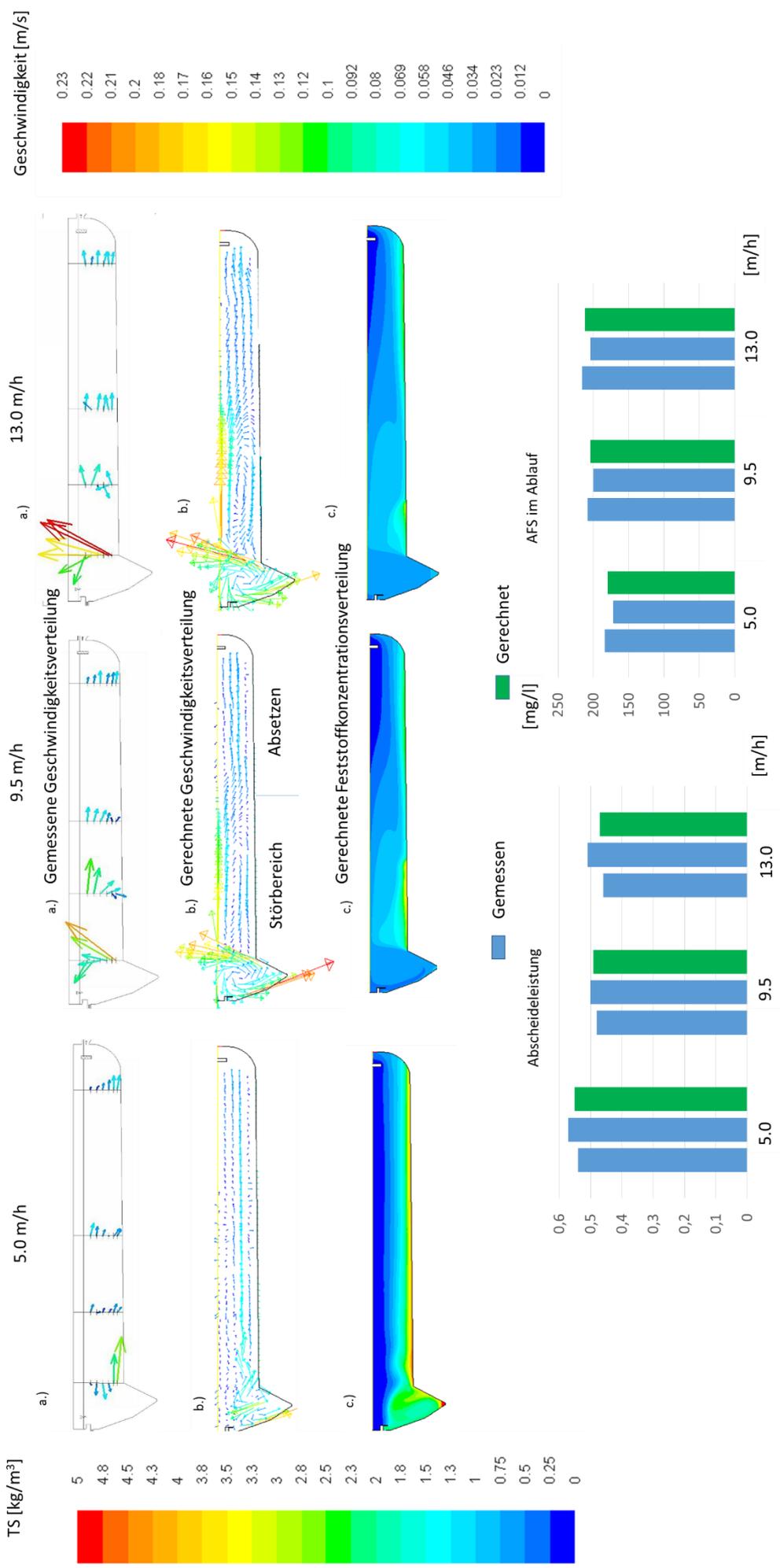


Abbildung 5: Vergleich der gerechneten und gemessenen Geschwindigkeitsverteilungen und Feststoffkonzentrationen, sowie die Strömungsstrukturen im untersuchten VKB bei den untersuchten Oberflächenbeschickungen von 5; 9,5; und 13 m/h

Leistungssteigerung - Einfluss der Einlaufgeometrie auf die Abscheideleistung

Um den Einfluss der Einlaufgeometrie auf die Abscheideleistung zu untersuchen, wurden drei Einlaufkonzepte untersucht (Tabelle 1).

- Konzept 1: hoher Einlauf mit den Leitschildern (original)
- Konzept 2: hoher Einlauf mit optimierter Einlauföffnung und Energiedissipationskammer
- Konzept 3: tiefer Einlauf mit Energiedissipationskammer (wie bei Nachklärbecken)

Es ist ersichtlich, dass bei geringen Oberflächenbeschickungen, zum Beispiel im Trockenwetterfall, die Einlaufgeometrie in VKB keine wesentliche Rolle spielt. Ein ausgeprägtes und gut eingedicktes Schlammbett entsteht bei allen drei Einlaufgeometriekonzepten.

Mit höher werdender Belastung steigt die Bedeutung der Einlaufgeometrie. Bei einer Spitzenbelastung von 8 und 13 m/h zeigen die beiden Einlaufvarianten erhebliche Unterschiede.

Bei Konzept 1, bei dem bestehenden Einlaufbauwerk wurden die Effekte auf das Strömungsbild und Beckenfunktion schon in den vorigen Kapiteln diskutiert. Um die Leistung des untersuchten VKBs zu steigern wird eine größere Energie-dissipation vor dem Beckeneintritt angestrebt und auf die Leitschilder verzichtet.

Konzept 2 stellt ein wesentlich verbessertes Konzept dar.

Es ist ersichtlich, dass das entsprechend groß gewählte Volumen des Mittelbauwerkes die Energie des Einlaufstrahls vom Verteilerbauwerk weitgehend dissipiert und dass dabei die Verringerung der Einlaufgeschwindigkeiten weitgehend erfolgt. Dabei wird durch den Eilaufstrahl eine geringere Energie ins Becken übertragen. Auch die Sohlgeschwindigkeiten nehmen viel geringere Werte auf.

Tabelle 1: Auswirkung von verschiedenen Einlaufgeometrie Konzepten auf das Strömungsbild und Feststoffkonzentrationsverteilung in VKB bei hohen Oberflächenbeschickungen

	$q_A = 5 \text{ m}^3/\text{h}$	$q_A = 9,5 \text{ m}^3/\text{h}$	$q_A = 13 \text{ m}^3/\text{h}$
	<p style="text-align: center;"> Inflow \swarrow \searrow Lamellas \swarrow \searrow Outflow $h_{\text{average}} = 3.50 \text{ m}$ Total tank length = 32.50 m Baffle Total tank width = 7.00 m </p>		
Konzept "l." Original	<p style="text-align: center;">v [m/s]</p>		
	<p style="text-align: center;">TS [kg/m³]</p>		

Konzept „II.“ Hoher Einlauf				
	<p>v [m/s]</p>			
	<p>TS [kg/m³]</p>			
Konzept „III.“ Tiefer Einlauf				
	<p>v [m/s]</p>			
	<p>TS [kg/m³]</p>			

Im Falle eines über der mittleren Beckentiefe angeordneten Einlaufes wird der abgesetzte Schlamm an der Beckensohle wesentlich besser eingedickt, wo ein ausgeprägtes Schlammbett entsteht. Dieses bietet für eine effektive Räumung gute Voraussetzungen.

Bei dieser Einlaufvariante konnte auch bei sehr hohen Belastungen ein sehr gutes Absetz- und Eindickverhalten beobachtet werden. Dies ist im Mischwasserfall enorm wichtig, wenn mit dem hydraulischen Stoß erhöhte Feststofffrachten auf der Kläranlage ankommen. Dadurch kann auch die Biologie effizient entlastet werden und die vermehrte Primärschlammmasse für Faulgasproduktion und Energieerzeugung genutzt werden.

Die Konzentrationsverteilung im Beckenquerschnitt und die Eindickung des Schlammes sind bei einem mittig-hoch angeordnetem Einlauf (Konzept 2) eindeutig günstiger als bei einer tiefen Einlaufposition (Konzept 3). Tiefe Einläufe in VKB führen besonders bei hohen Belastungen zu erhöhten Sohlgeschwindigkeiten und geringer Absetzleistung.

Abbildung 6 zeigt die durchschnittlichen Werte der Strömungsgeschwindigkeiten, der turbulenten kinetischen Energie, sowie die Feststoffkonzentration im Ablauf und die daraus ermittelte Abscheideleistung. Es ist auch hier zu entnehmen, dass die verschiedenen Einlaufgeometrie-konzepte bei höheren Oberflächenbeschickungen - wie enorme Unterschiede im Strömungsverhalten und in der Abscheideleistung verursachen. Je höher die VKB Belastung ist, desto größer ist das Leistungssteigerungspotential eines VKBs.

Im Falle von Spitzenbelastungen ($q_A = 8$ und 13 m/h) konnten mit einer verbesserter Einlaufgestaltung die im Absetzraum entstehende durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeit um 40 - 43% gesenkt, die durchschnittliche turbulente kinetische Energie um 50% reduziert, und die Abscheideleistung um 20 - 26% gesteigert werden.

Dieses Beispiel zeigt, dass ein Leistungsnachweis von Vorklärbecken auch für hohe Oberflächenbeschickungen erfolgen muss.

Wichtig ist es auch, die Auswirkung von Chemikalien auf die Prozesse im VKB und das sich daraus ergebende Leistungssteigerungspotential zu untersuchen. Somit kann im Falle von Chemikaliendosierung ein VKB auf komplexe Weise weitgehend optimiert werden. Mit dem in diesem Beitrag präsentierten CFD Modell ist es möglich, die Auswirkungen von diversen Chemikalien auf das Absetzverhalten zu untersuchen, was über die Anpassung der Absetzfunktion geschieht. Dabei muss die Absetzfunktion für den, mit Chemikalien behandeltem Schlamm nachgemessen werden.

Leistungssteigerung von Vorklärbecken

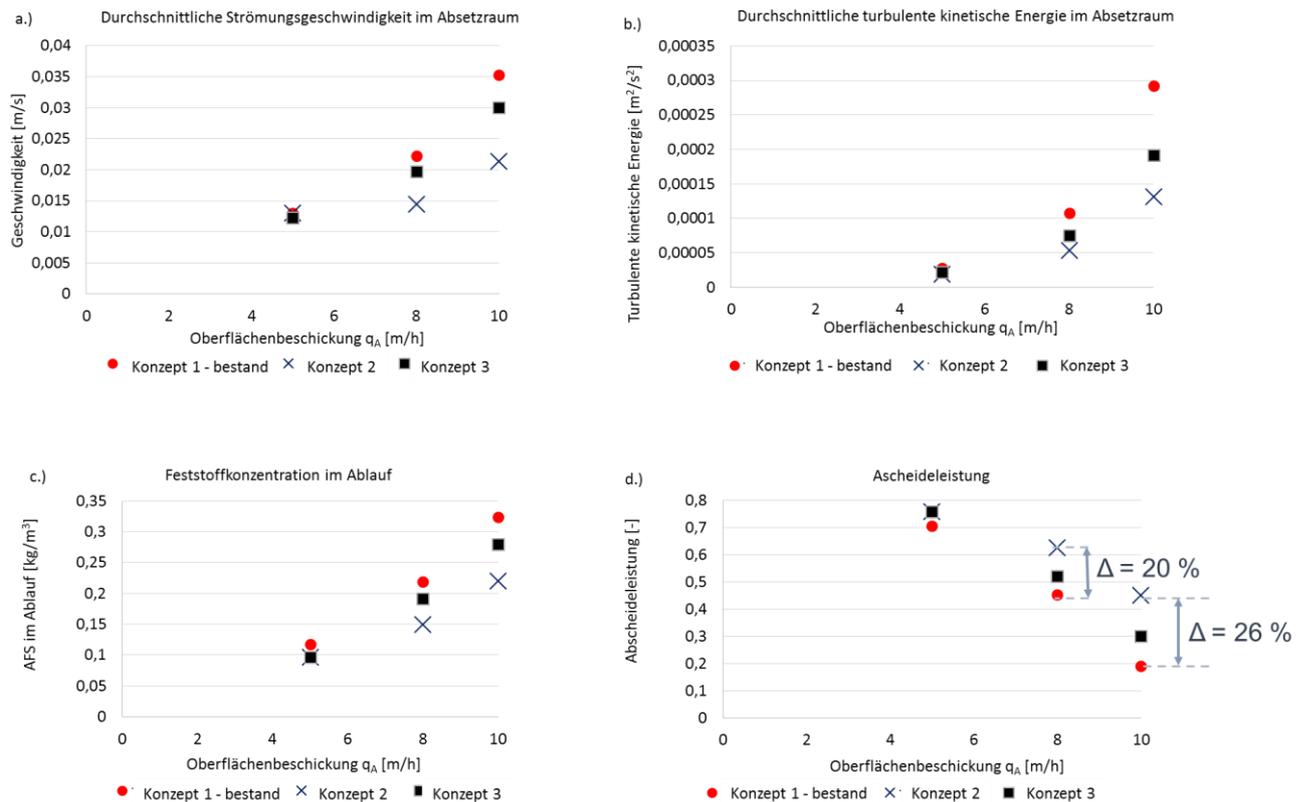


Abbildung 6: a.) Die durchschnittlichen Werte der Strömungsgeschwindigkeiten, b.) der turbulenten kinetischen Energie, c.) sowie die Feststoffkonzentration im Ablauf und d.) die daraus ermittelte Abscheideleistung

Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Studie wurde ein numerisches Vorklärbeckenmodell präsentiert, welches die Vorgänge in Vorklärbecken (VKB) weitgehend erfasst und der Realität entsprechend modelliert. Nach der Modellkalibrierung und Verifizierung für mehrere Lastfälle, mit teilweise auch radikal hohen Belastungen wurde nachgegangen, welche Strömungs- und Feststofftransportprozesse in einem VKB ablaufen und ob VKB aufgrund der Kenntnis ihrer internen Prozesse im Hinblick auf ihre Abscheideleistung verbessert werden können.

Anhand des Modells konnte am Beispiel eines rechteckigen horizontal durchströmten VKB gezeigt werden, dass auch VKB ein wesentliches Leistungssteigerungspotential durch die Verbesserung ihrer Einlaufgestaltung aufweisen. Es wird daher empfohlen bestehende und auch geplante VKB mittels CFD auf Ihre Funktion zu überprüfen. Dabei soll auch ein Leistungsnachweis für hohe Belastungen (Spitzenzuflüsse) erfolgen.

Die Leistungssteigerung von VKB kann durch das präsentierte CFD Modell auf einer komplexen Weise durchgeführt werden, wenn auch die Auswirkung von diversen Chemikalien (Vorfällung, Flockungsmittel etc.) parallel mit der Geometriegestaltung untersucht wird. Die Mitberücksichtigung von Chemikalien im präsentierten CFD Modell ist durch die Nachmessung und Anpassung der Absetzfunktion für verschiedene Chemikalien und Dosierungen möglich.

In Anbetracht der sehr hohen Oberflächenbeschickungen auf welche das Modell überprüft wurde, kann der Anwendungsbereich auch auf andere Beckentypen der Kanalisation und mechanischen Abwasserreinigung ausgedehnt werden, wie zum Beispiel Regenbecken oder Sandfänge.

Literatur

- Armbruster, M., Krebs, P. and Rodi, W. (2001). Numerical modelling of dynamic sludge blanket behaviour in secondary clarifiers. *Water Science and Technology*, Vol. 43, No. 11, pp. 173-180.
- ATV-DVWK (2003) Vorklärbecken in modernen Kläranlagen, *Korrespondenz Abwasser* 8/2003
- DWA (2016) DWA Arbeitsblatt A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen - Juni 2016, DWA Hennef
- Gujer, W. (2007) *Siedlungswasserwirtschaft* (Vol. 3.). Berlin: Springer. 3th Edition p. 431.
- Metcalf & Eddy, I. (2003) *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. New York: McGrawHill, Inc. 4th Edition p. 1819.
- Patziger M and Kiss K. (2015) Analysis Suspended Solids Transport Processes in Primary Settling Tanks. *Water Science and Technology*.
- Patziger M, Günthert F W, Jardin N, Kainz H, Londong J (2016) On the design and operation of primary settling tanks in state of the art wastewater treatment and water resources recovery *Water Science and Technology Paper wst2016/349*. 9 p.
- Takács, I.; Patry, G.G. and Nolasco, D (1991): A dynamic model of the clarification-thickening process; *Water Research*, 25, 1263 - 1271.

Korrespondenz an:

Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Miklós Patziger

Technische und Wirtschaftswissenschaftliche Universität Budapest
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik
Müegyetemrpk. H 1111 Budapest

Tel.: +36 1 463 4224

Mail: patziger.miklos@epito.bme.hu

Leistung aktueller Belebungsanlagen – Bemessung vs. Betriebsergebnisse bei Emschergenossenschaft und Lippeverband

Burkhard Teichgräber, Martin Hetschel, Peter Jagemann

Emschergenossenschaft/Lippeverband, Kronprinzenstr. 24, 45356 Essen

Abstract: Aufgrund von Immisionsbetrachtungen ist die Tendenz einer Verschärfung der Überwachungswerte von Kläranlagenabläufen, insbesondere in Hinblick auf die Parameter Ammonium und Phosphor zu beobachten. Der Anwendungsbereich des statischen Bemessungsansatzes zur Stickstoffelimination des Arbeitsblattes DWA-A131 trägt dem nur bedingt Rechnung. Anhand von statistischen Auswertungen zahlreicher Kläranlagenabläufe wird gezeigt, dass $\text{NH}_4\text{-N}$ Betriebsmittelwerte von unter 0,2 mg/l ganzjährig erzielt werden können. Die erforderlichen Randbedingungen und betrieblichen Zielkonflikte werden aufgezeigt.

Key Words: Leistungsfähigkeit von Kläranlagen, Bemessung einstufiger Belebungsanlagen, Nitrifikation, Stickstoffelimination -

1 Gewässeranforderungen

Die deutschen Mindestanforderungen für die Einleitung gereinigten Abwassers aus Kläranlagen in Gewässer, geregelt in den Anhängen der Abwasserverordnung, stammen aus dem Jahr 1992, nur der $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ für Kläranlagen > 100.000 Einwohnerwerte wurde 2002 von 18 auf 13 mg/l abgesenkt. Sie repräsentieren das Emissionsprinzip zur Bewertung von Kläranlagen. Diese Anforderungen entsprechen weitgehend denen der RICHTLINIE DES RATES vom 21. Mai 1991 über die Behandlung von kommunalem Abwasser (91/271/EWG). Der diesbezügliche Nachweis bestand in einem umfangreichen Gutachten von Pöpel (Pöpel, 1997). Auf der vorgenannten Basis wurden praktisch alle Kläranlagen in Deutschland für die Nährstoffelimination erweitert, teilweise noch mit erheblichen Reserven für ein industrielles Wachstum, das dann nicht mehr eingetreten ist.

Mit der EU-WRRL trat 2000 ein zusätzliches Instrument der Gewässerbewirtschaftung in Kraft, das das Immissionsprinzip in den Vordergrund stellt und neben vielen anderen Elementen die Wirkung der Einleitung von CSB, N und P in Gewässer bewertet. Parallel der rechtlichen Umsetzung in Wasserhaushaltsgesetz und Landeswassergesetze wurden national und international Bewertungsverfahren für den guten ökologischen und chemischen Zustand der Gewässer entwickelt. Bei der Formulierung wasserrechtlicher Bescheide im vergangenen Jahrzehnt ist ein schrittweiser Übergang von Emissions- zum Immissionsprinzip zu beobachten.

Als Standardverfahren zur simultanen Stickstoff- und Phosphorelimination hat sich das einstufige Belebungsverfahren durchgesetzt, das in den meisten Fällen einen sinnvollen Kompromiss zwischen Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit ermöglicht. Einige große Belebungsanlagen wurden zweistufig ausgeführt (Hamburg, Frankfurt). Für die Stickstoffelimination sind hierbei besondere Anstrengungen erforderlich. Die Belebungsanlagen wurden i. d. R. nach dem ATV (später DWA) A-131 ausgelegt, das einen statischen Bemessungsansatz zur Sicherstellung eines für die Nitrifikation ausreichenden Schlammalters enthält. Betriebserfahrungen zeigen, dass i. d. R. Ammoniumgehalte < 1 mg/l erreicht werden können, bei moderaten Schwankungen der Zulaufkonzentration und ausreichender Belüftung.

Nach dem letzten Bewirtschaftungszyklus der EU-WRRL wurden 8,2 % der deutschen Gewässer als ökologisch gut oder sehr gut bewertet, 0 % als chemisch gut oder sehr gut. Daher werden im laufenden Bewirtschaftungszyklus Immissionsbetrachtungen und damit verbunden die Einleitungen aus Kläranlagen verstärkt in den Fokus rücken. Um eine flächendeckende Nachrüstung zu vermeiden, wird vorerst die Leistungsfähigkeit vorhandener Kläranlagen hinterfragt, besonders inwieweit durch Betriebsoptimierung erhöhte Leistungen abgerufen werden können.

Besonders interessant ist, dass bei der Defizitanalyse für deutsche Gewässer nicht nur die aktuellen Stickstoff- und Phosphorkonzentrationen im Gewässer auffallen, sondern nach wie vor der Sauerstoffhaushalt eine zentrale Rolle spielt. In österreichischen Gewässern mit der höheren Spreizung an Gefälle und Wassertemperaturen dürfte das Bild noch vielschichtiger ausfallen.

2 Betriebliche Anforderungen in Deutschland

Unter den betrieblichen Anforderungen sind die Anforderungen zu verstehen, die an die für den Anlagenbetrieb zuständigen Mitarbeiter bzw. bei größeren Betreibern auch Organisationseinheiten (Kommunen, Verbände, Privatfirmen) konkret gestellt werden. Das komplexe Thema des Gewässerschutzes wird hierbei in der Regel auf die Einhaltung vorgegebener Ablaufwerte, meistens die Überwachungswerte gemäß Einleitungserlaubnis, reduziert.

Da die Einhaltung dieser Werte bei einer entsprechend den heutigen Vorgaben ausgelegten Belebungsanlage und nicht überlasteten Kläranlage in der Regel gewährleistet werden kann, wird der betriebliche Alltag und deren Herausforderungen oftmals durch andere Fragestellungen dominiert. Auf einige Aspekte hierzu, die im direkten Zusammenhang mit der Betriebsweise und letztlich auch der Performance der Belebungsstufe stehen, wird im Folgenden kurz eingegangen.

2.1 Perspektive Energie sparen

Die Reduzierung des Energieverbrauchs, genauer gesagt des Stromverbrauchs, ist seit vielen Jahren eine Anforderung an den Kläranlagenbetrieb mit einer hohen Priorität. Während in der Vergangenheit dabei eindeutig das Ziel der Reduzierung von Betriebskosten im Vordergrund stand, kommt vor dem Hintergrund der Bemühungen zum Klimaschutz die Verringerung der CO_{2e}-Emissionen hinzu.

Bei Emschergenossenschaft und Lippeverband (im Nachfolgenden EGLV) entfallen ca. 25% der Betriebskosten auf die Strombezugskosten bzw. die Kosten für die Eigenstromerzeugung. Da die Belüftung der Belebungsstufe im Allgemeinen einen Anteil von ca. 50% (DWA-A 216) hat, steht sie bei entsprechenden Aktivitäten und Überlegungen besonders im Fokus.

2.2 Perspektive Abwasserabgabe reduzieren

Die Abwasserabgabe liegt bei EGLV im Bereich von 10 – 15% der Betriebskosten. Die Abwasserabgabe orientiert sich an den erlaubten Einleitungsfrachten für die Parameter CSB, Stickstoff, anorganisch und Phosphor.

Durch eine freiwillige Herabklärung der zu gewährleistenden Ablaufwerte kann ein nicht unerheblicher Anteil dieser Gebühren eingespart werden.

Für die Leistung und die Steuerung der Belebungsanlage ist dabei besonders die Praxis, den Gesamtstickstoffwert ($N_{\text{ges,anorg}}$) herab zu erklären, von Bedeutung.

2.3 Konsequenzen für Steuerung und Betriebsweise

Bei der Belebungsanlage lassen sich verschiedene betriebliche Einstellungen bzw. Anpassungen vornehmen, wie z.B. Regelung der Belüftung, Einstellung der Rücklaufschlammmenge, die Belebtschlammkonzentration oder auch die Volumenanteile der verschiedenen Zonen des Belebungsbeckens.

In der Praxis spielt dabei die Belüftungsregelung eine dominierende Rolle. Durch eine zielgerichtete Minimierung der Belüftung wird sowohl der Energiebedarf reduziert, wie auch eine Verringerung der Abwasserabgabe durch die Reduzierung des Stickstoffablaufwertes erreicht. Diese Betriebsweise führt, insbesondere bei knapp ausgelegten Belebungsstufen bzw. bei überlasteten Kläranlagen, zu einer Erhöhung der Ammoniumablaufwerte. Zwar bleiben die Werte in aller Regel noch deutlich unter dem Grenzwert der Abwasserverordnung von 10 mg/l, die dabei möglichen temporären Spitzen zwischen 2-5 mg/l können für das aufnehmende Gewässer aber schon negative Konsequenzen haben.

3 Bemessung für deutsche Anforderungen

Das Arbeitsblatt DWA-A 131 „Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen“ dient zur Bemessung und Nachrechnung der meisten Kläranlagen in Deutschland, da das einstufige Belebungsverfahren nach wie vor als Standard in der biologischen Behandlung kommunalen Abwassers eingesetzt wird. Von 2010 bis 2015 führten die Fachausschüsse DWA KA 5 und KA 6 eine Novellierung mit umfangreichen Veränderungen, unter anderem die Umstellung auf den CSB-Ansatz, durch. Der statische Bemessungsansatz zur Bemessung der Belebungsbecken ist beibehalten worden.

Vor dem Hintergrund verschärfter Überwachungswerte ist das Sicherheitskonzept modifiziert worden. Ein Sicherheitsfaktor für die Nitrifikation von 1,6 soll gewährleisten, dass sich bei ausreichender Sauerstoffzufuhr und keinen sonstigen negativen Einflussfaktoren genügend Nitrifikanten entwickeln bzw. gehalten werden können. Hinzu kommt ein Prozessfaktor, der unter anderem die Dynamik der Zulaufschwankungen der Stickstofffracht (f_N) und den angestrebten $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwert in den statischen Bemessungsgang überführen soll. Damit wird auch eine Bemessung auf einen $\text{NH}_4\text{-N}$ Überwachungswert von 5,0 mg/l ermöglicht. Über die Stickstoffbilanz geht der angestrebte Nitratablaufwert bei der Festlegung des Denitrifikationsanteils (V_D/V_{BB}) in den Bemessungsgang ein.

Abhängig von dem in der Bemessung festzulegenden, erforderlichen Schlammalter und dem aus der maßgeblichen Belastung in Verbindung mit dem Schlammalter resultierenden Überschussschlammfall ergibt sich die

erforderliche Schlammmasse. Der Ansatz der erforderlichen Schlammmasse ist für die Bemessung von MBR- oder SBR-Anlagen übertragbar. Die zulässige Feststoffkonzentration in den Belebungsbecken ergibt sich aus der Bemessung der Nachklärbecken. Erst dann können die Beckenvolumina festgelegt werden.

Eine nach dem statischen Bemessungsansatz dimensionierte Anlage soll in der Lage sein, die Mindestanforderungen nach Abwasserverordnung, Anhang 1 ($\text{NH}_4\text{-N} \leq 10 \text{ mg/l}$ und $N_{\text{ges,anorg}} \leq 13 \text{ mg/l}$ in der qualifizierten Stichprobe oder in der 2-Stunden-Mischprobe) sicher einzuhalten. Unter Variation des Prozessfaktors kann diese Berechnung auch für die Einhaltung von $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte $\leq 5 \text{ mg/l}$ geführt werden. Darüberhinausgehende Aussagen über Ablaufkonzentrationen sind nicht möglich, an dieser Stelle ist auf die dynamische Simulation zu verweisen. Die Bilanzierung des CSB mit Aufteilung auf Sauerstoffverbrauch und Überschussschlamm wurde als Basis in das novellierte DWA-A 131 übernommen. Der Formelsatz zur Ermittlung des Denitrifikationsanteils erfolgte im Abgleich mit dem ASM3. Für künftige Bemessungen ist es damit möglich, eine Anlagenauslegung mit dem statischen Bemessungsansatz nach DWA-A 131 durchzuführen und die Ergebnisse widerspruchsfrei mit dynamischen Simulationsprogrammen weiterzuentwickeln.

Das A 131 sieht eine vereinfachte Bemessung mit dem Prozessfaktor $\text{PF} = 1,5$ vor, wenn die Kläranlage auf die Anforderungen gemäß EU-Kommunalabwasserrichtlinie 91/271/EWG zu bemessen ist.

4 Simulation

Niedrigere Ablaufwerte führen in der Regel zu höheren Betriebskosten, z. B. höherem Fällmittelbedarf und höherem Energieverbrauch der Belüftung. In Hinblick auf den Parameter Stickstoff ist nicht der Parameter $\text{NH}_4\text{-N}$ sondern $N_{\text{ges,anorg}}$ abgabenrelevant. Bei vorgegebenen Anlagenvolumen ist der Betrieb in Hinblick auf die Minimierung des Parameters $N_{\text{ges,anorg}}$ wirtschaftlicher. Dies soll die folgende Grafik verdeutlichen. In dem Beispiel ergab sich aus der Anlagendimensionierung mit einem PF von 1,5 ein Denitrifikationsanteil von $V_D/V_{\text{BB}} = 0,32$ bei vorgeschalteter Denitrifikation. In der Simulation wurde mit einem wiederkehrenden Zulaufagesgang (HSG-Modell) und dem Standardparametersatz des ASM3m der Stickstoffabbau bei einer stufenweisen Variation des Denitrifikationsanteils zwischen 0,2 bis 0,6 modelliert. Sämtliche sonstigen Parameter bleiben unverändert, einzig die interne Rezirkulation wurde so geregelt, dass sich eine $\text{NO}_3\text{-N}$ Konzentration im Denitrifikationsbecken von 1 mg/l einstellte.

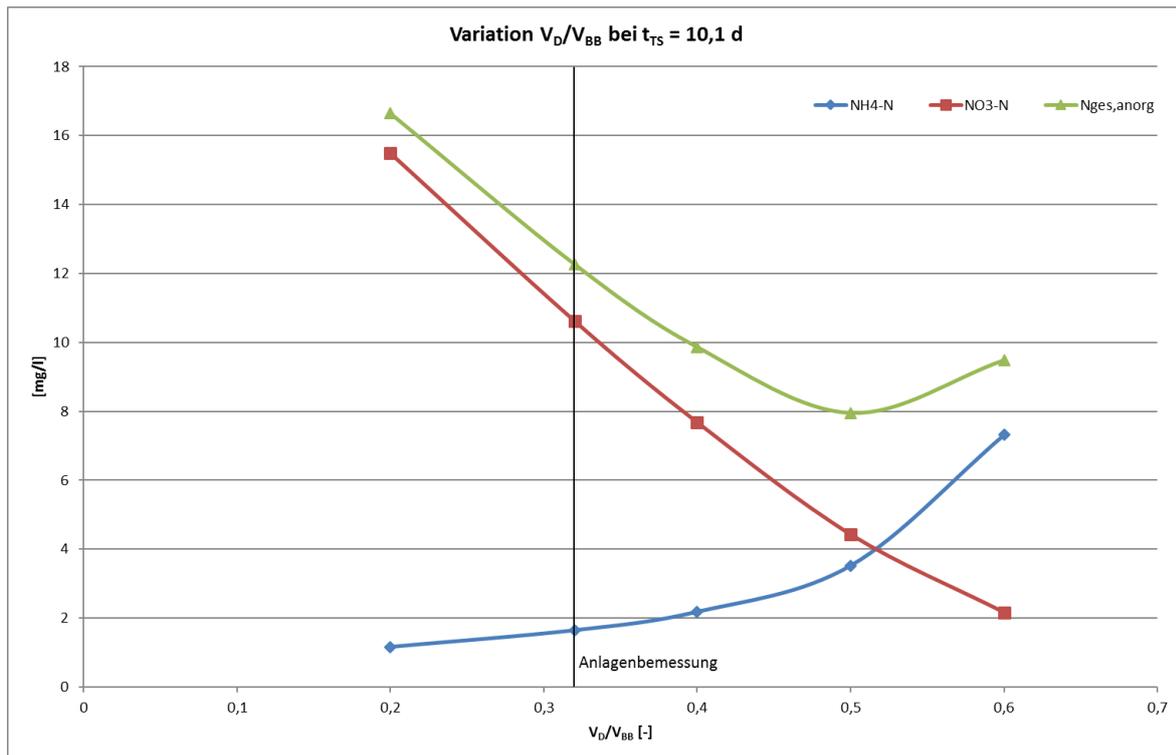


Abbildung 1: Simulation mittlerer Ablaufkonzentrationen in Abhängigkeit des Denitrifikationsanteils

Dargestellt sind die Tageswerte der Ablaufganglinie; die der Bemessung zugrunde liegenden Überwachungswerte wurden mit Ausnahme von $N_{ges,anorg}$ bei der Variante $V_D/V_{BB} = 0,2$ unterschritten. Die minimale $N_{ges,anorg}$ -Ablaufkonzentration liegt demnach im Bereich von $V_D/V_{BB} = 0,5$. Der Parameter $N_{ges,anorg}$ könnte um rd. 4 mg/l niedriger erklärt werden ($4/18 * 100 = 22\%$ bzw. 21 Cent/(EW*a)). Da der Nitratsauerstoff besser genutzt wird, muss zudem weniger belüftet werden (Größenordnung 9% bzw. 28 Cent/(EW*a)).

Die Wirkung auf das aufnehmende Gewässer muss gesondert bewertet werden. Mit einer Optimierung auf $N_{ges,anorg}$ kann die eutrophierende Wirkung des Stickstoffs minimiert werden. Demgegenüber bewirkt 1 mg/l NH₄-N eine Sauerstoffzehrung von 4,3 mg/l und kann pH abhängig fischtoxische Wirkungen entfalten.

5 Betriebsergebnisse

In Abstimmung mit den Aufsichtsbehörden strebt der Lippeverband seit letztem Jahr auf zahlreichen Anlagen eine mittlere P_{ges} -Ablaufkonzentration (Betriebsmittelwert) von 0,5 mg/l an.

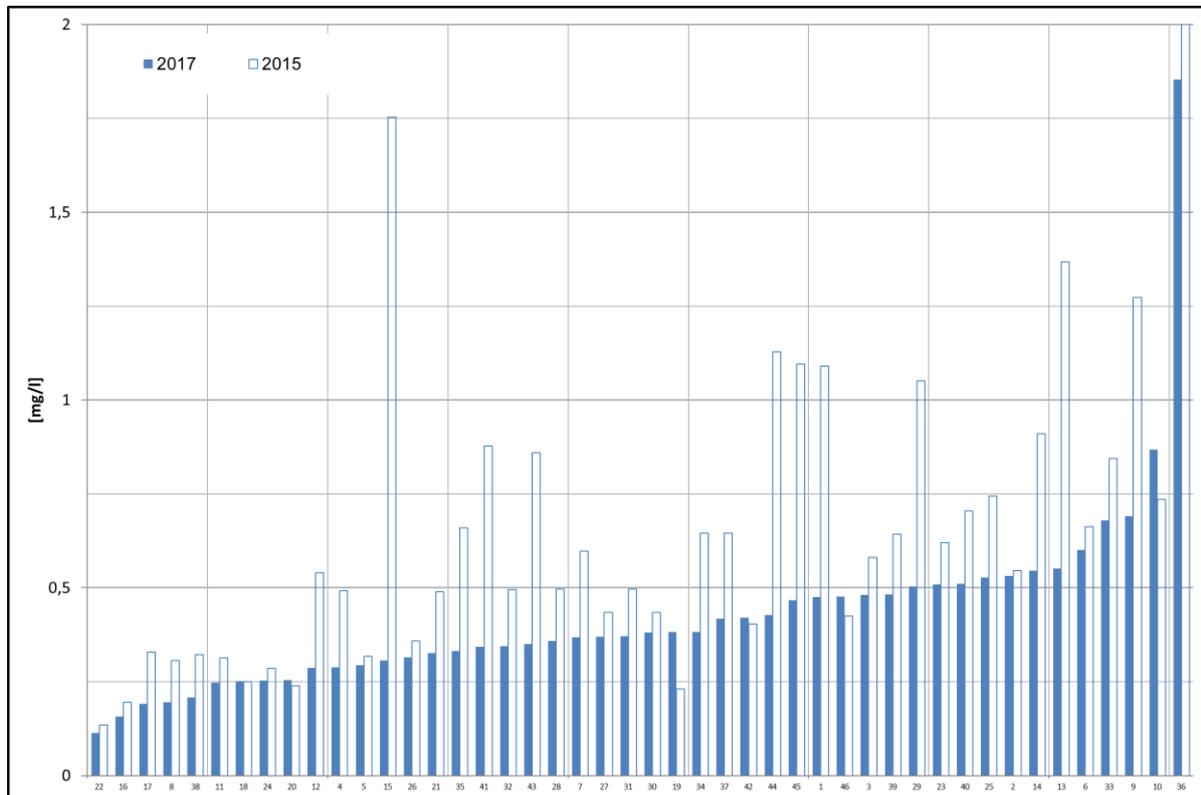


Abbildung 2 Mittlere P_{ges} Ablaufkonzentrationen von 46 Kläranlagen des Lippeverbandes der Jahre 2015 und 2017

In Abb. 2 sind die Betriebsmittelwerte P_{ges} der Jahre 2015 und 2017 aus der Ablaufbeprobung im Rahmen der Selbstüberwachung von 46 Kläranlagen des Lippeverbandes (die beiden Anlagen mit Filtration wurden nicht betrachtet) dargestellt. Der in 2017 angestrebte Betriebsmittelwert von 0,5 mg/l wurde auf 35 Kläranlagen unterschritten. Betriebsmittelwerte unter 0,2 mg/l wurden auf 4 Anlagen erzielt. Die Veränderungen gegenüber 2015 sind im Wesentlichen auf eine Optimierung der Dosierstrategie zurückzuführen. Ein signifikanter Mehrverbrauch an Fällmitteln insgesamt wurde nicht festgestellt.

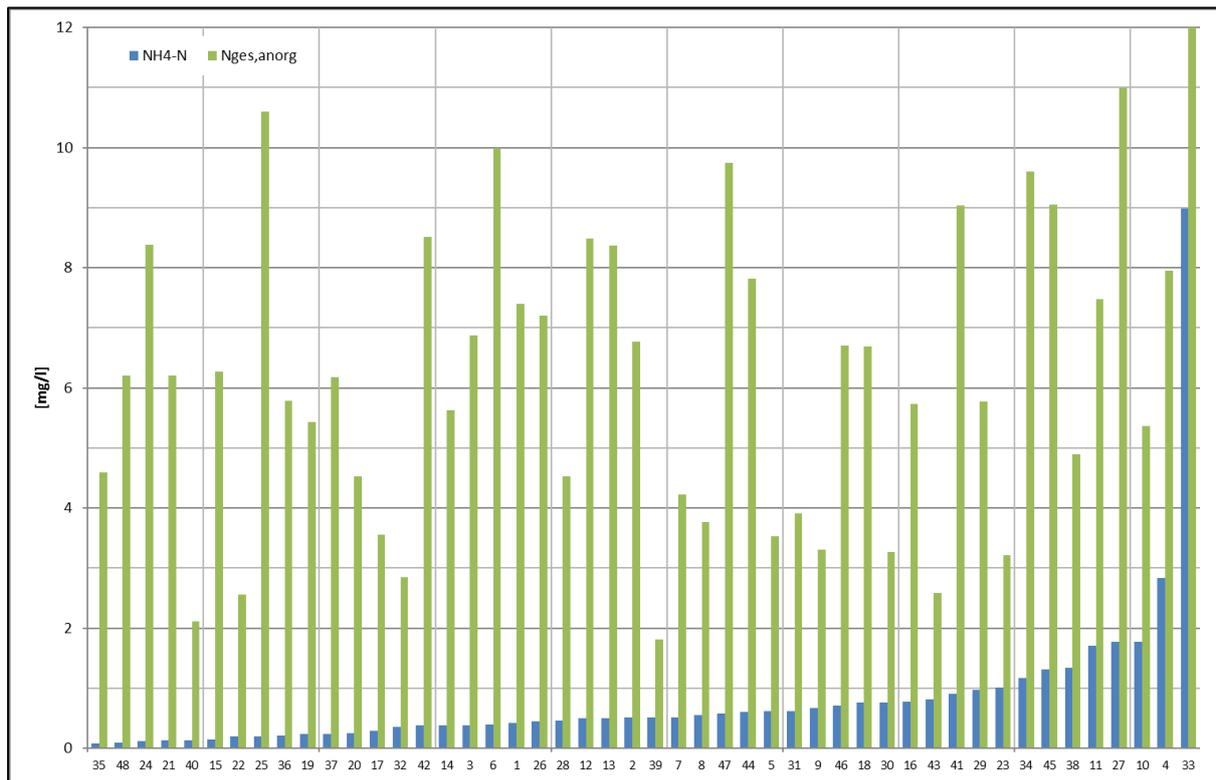


Abbildung 3: Mittlere $\text{NH}_4\text{-N}$ und $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ Ablaufkonzentrationen von 48 Kläranlagen des Lippeverbandes für das Jahr 2017

Im Rahmen der Betriebsdatenauswertung wurden ferner die mittleren $\text{NH}_4\text{-N}$ und $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ -Ablaufwerte untersucht. Die Betriebsmittelwerte der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen lagen hier bei 8 von 48 Anlagen unter 0,2 mg/l.

Im Jahresmittel können also deutlich niedrigere Ablaufkonzentrationen als 1,0 mg/l erzielt werden. Die Werte sind jedoch auch vor dem Hintergrund der Anlagenauslastung zu sehen. Als Maßstab wurden hier 25 Anlagen, zu denen beim Lippeverband Nachbemessungen auf Grundlage der vorhandenen Zulaufbelastung (85% Wert des CSB und zugehörige CSB/N bzw. CSB/P Verhältniswerte) vorlagen, genommen. Da die Anlagen in der Regel im Bereich der Bemessungstrockensubstanz betrieben werden, kann der Vergleich von rechnerisch erforderlichen Beckenvolumen zu vorhanden Beckenvolumen zur Abschätzung der Anlagenauslastung herangezogen werden. In der folgenden Abbildung sind die Anlagen, zu denen es aktuelle Berechnungen gab, dargestellt, wobei die Farben als Maß für die Auslastung herangezogen wurden (wenig ausgelastet: blau < 60%, mäßig ausgelastet: grün 60 - 90%, ausgelastet: gelb: (90 – 110%) und rot = überlastet > 110%). Die Auslastung wurde hierbei für die Nitrifikation als Verhältnis $\text{erf.}V_{\text{N}} / \text{vorh.}V_{\text{N}}$ und für $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ als $\text{erf.}V_{\text{BB}} / \text{vorh.}V_{\text{BB}}$ definiert, wobei die Nachbemessung zur Vergleichbarkeit hier jeweils mit dem Prozessfaktor $\text{PF} = 1,5$ durchgeführt wurde.

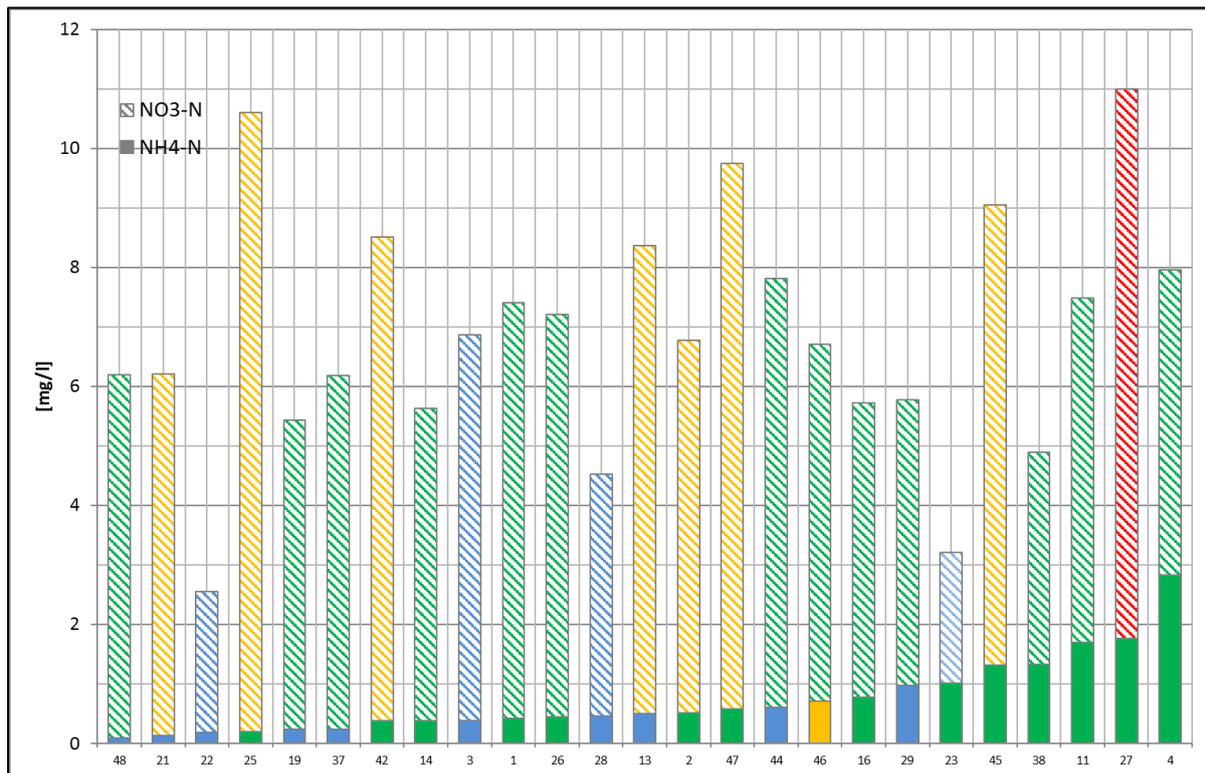


Abbildung 4: Auslastung und mittlere NH₄-N und NO₃-N Ablaufkonzentrationen ausgewählter Kläranlagen des Lippeverbandes

Die Anlagen mit sehr niedrigen NH₄-N Konzentrationen haben deutlich größere Nitrifikationsvolumen als nach der Bemessung erforderlich. Es ist davon auszugehen, dass sie mit deutlich höherem aeroben Schlammalter betrieben werden. Bei den Anlagen mit NH₄-N Werten über 1 mg/l und niedrigen N_{ges,anorg}-Werten ist davon auszugehen, dass die Belüftung mit dem Ziel der Minimierung von N_{ges,anorg} betrieben wird. Inwieweit durch gezielte Maßnahmen (Erhöhung des Schlammalters, längere Belüftungsphasen und höhere Sauerstoffkonzentrationen) noch Potenzial zur Verbesserung der NH₄-N-Ablaufkonzentrationen gehoben werden kann, ist offen.

In Abb. 5 ist exemplarisch der Einfluss des Schlammalters auf die Ganglinie von Ammoniumablaufwerten dargestellt. Alle drei Anlagen haben im Tagesmittel geringe NH₄-N-Ablaufkonzentrationen. Im Tagesgang stellen sich in Abhängigkeit vom Schlammalter deutlich unterschiedliche Verläufe ein.

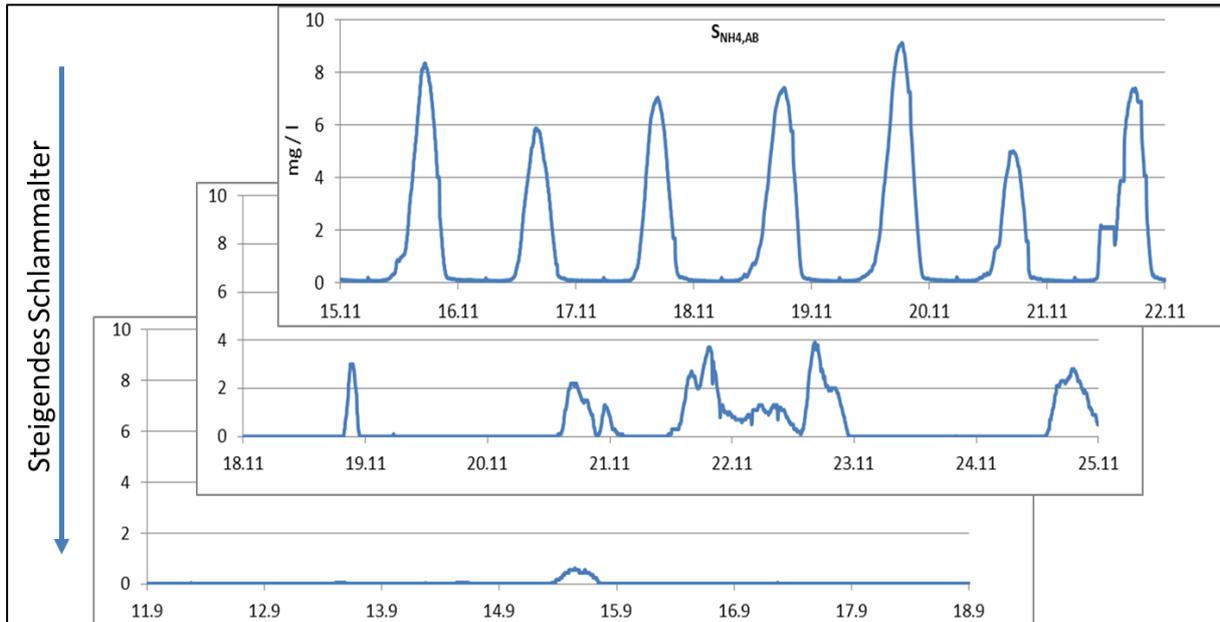


Abbildung 5: $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufganglinien ausgewählter Anlagen (bei ca. 12°C)

Im Folgenden sind die Stickstoffablaufganglinien und die Verteilung der Ablaufkonzentrationen für drei unterschiedlich ausgelastete und betriebene Kläranlagen dargestellt. Bei der Anlage A handelt es sich um eine gut ausgelastet 3-stufige Kaskadenanlage, bei der die Nitrifikation starr mit einem festen O_2 -Sollwert gefahren wird.

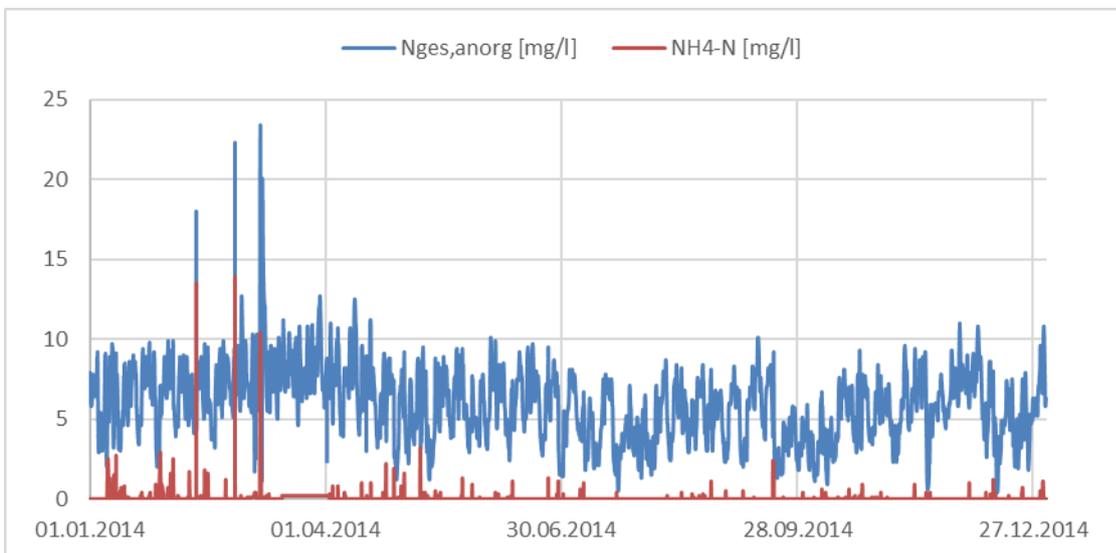


Abbildung 6: Anlage A, Ganglinie der $\text{NH}_4\text{-N}$ und $N_{\text{ges,anorg}}$ -Konzentrationen im Ablauf des Belebungsbeckens

Der Median der $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufkonzentration lag bei 0 mg/l , der Mittelwert bei $0,05 \text{ mg/l}$, die Konzentration an $N_{\text{ges,anorg}}$ lag im Median bei $6,1 \text{ mg/l}$ und im Mittelwert bei $5,94 \text{ mg/l}$.

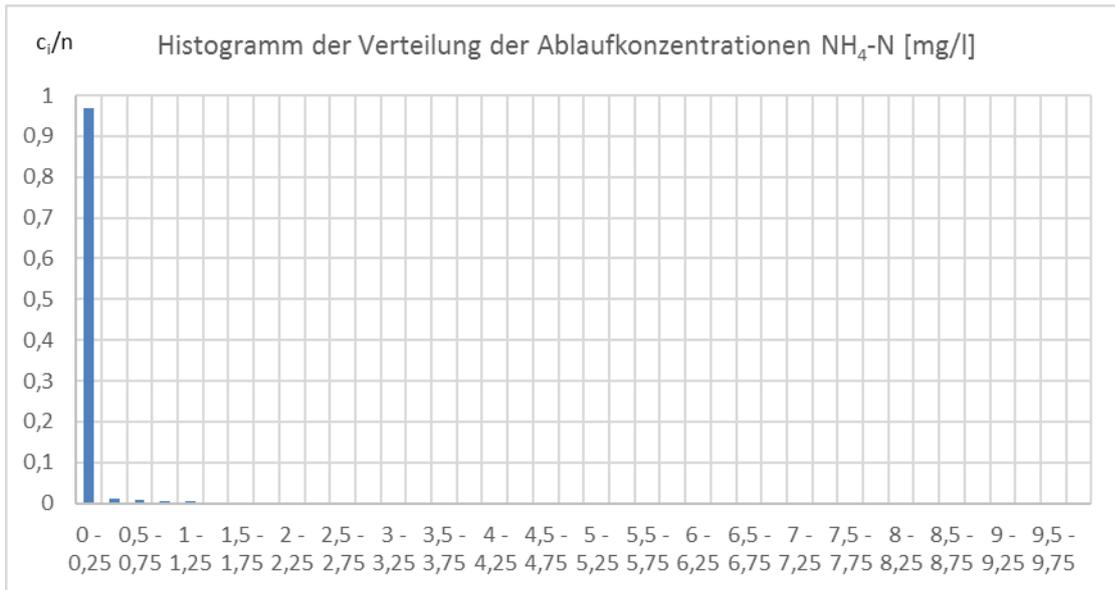


Abbildung 7: Anlage A Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen NH₄-N [mg/l]

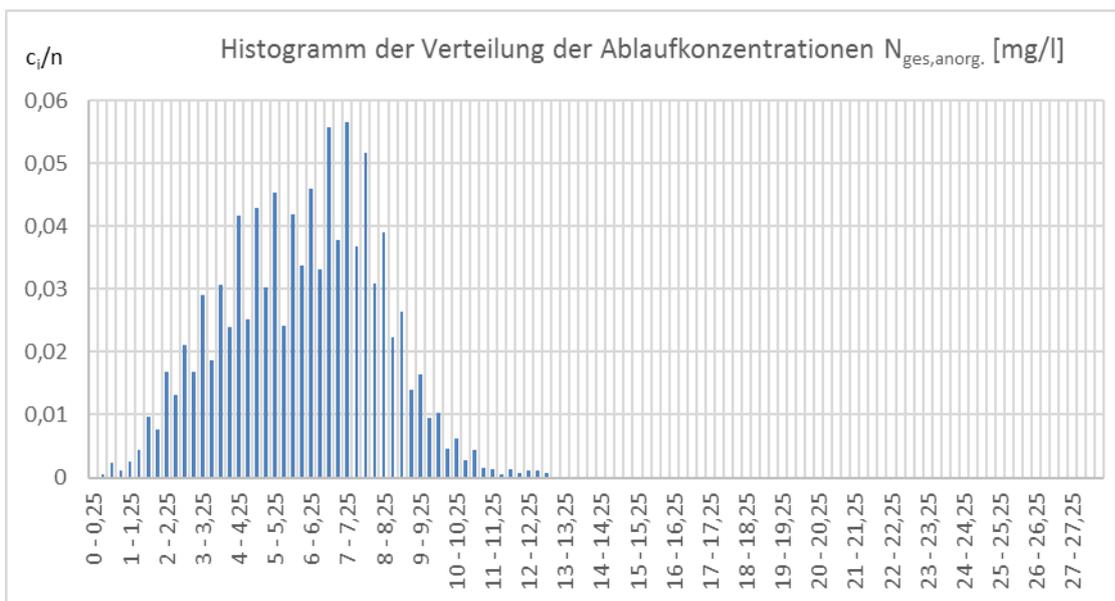


Abbildung 8: Anlage A Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen N_{ges,anorg} [mg/l]

Die Anlage B ist voll ausgelastet, zudem bestanden zu dem ausgewerteten Zeitraum Probleme mit der Sauerstoffversorgung, die zu den Ammoniumtagesspitzen führten.

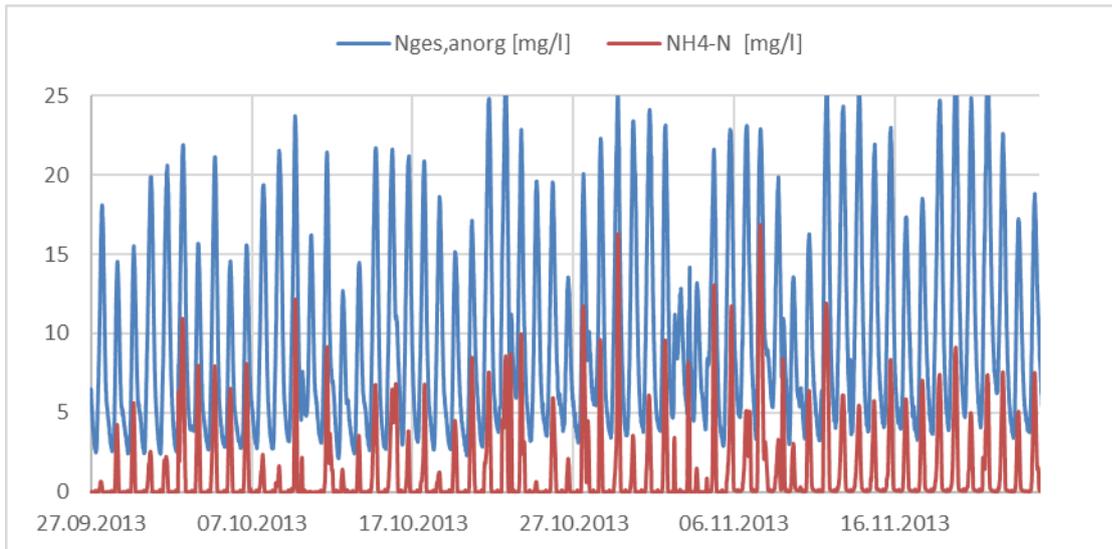


Abbildung 9: Anlage B, Ganglinie der $\text{NH}_4\text{-N}$ und $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ -Konzentrationen im Ablauf des Belebungsbeckens

Der Median der $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufkonzentration lag bei 0,06 mg/l, der Mittelwert bei 1,39 mg/l, die Konzentration an $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ lag im Median bei 7,96 mg/l und im Mittelwert bei 9,86 mg/l.

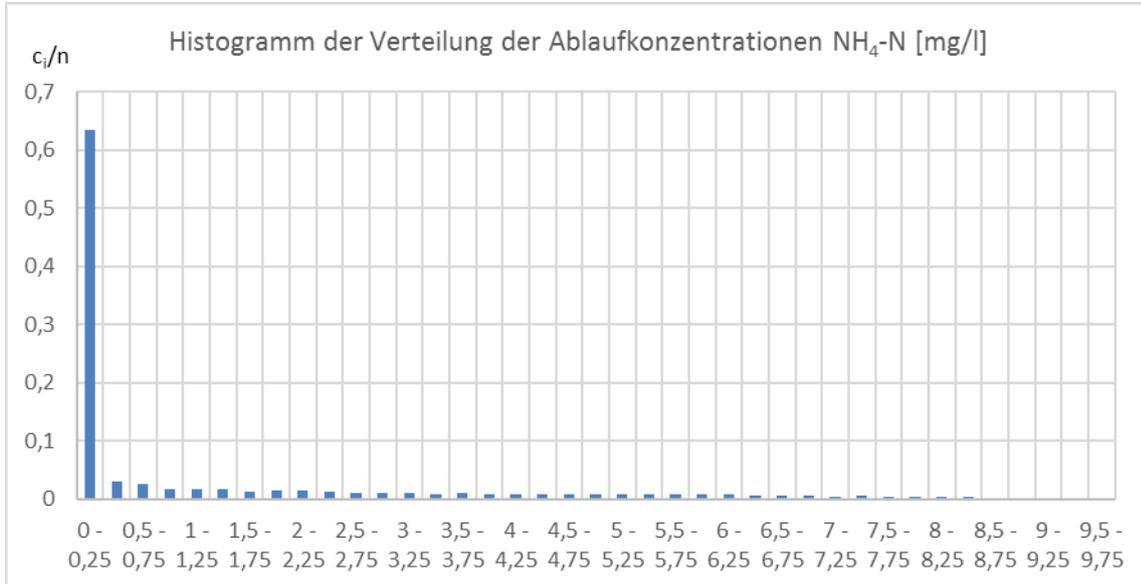


Abbildung 10: Anlage B Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen $\text{NH}_4\text{-N}$ [mg/l]

Obwohl gegenüber Anlage A regelmäßige Ammoniumablaufspitzen auftreten, fallen diese statistisch gesehen kaum ins Gewicht.

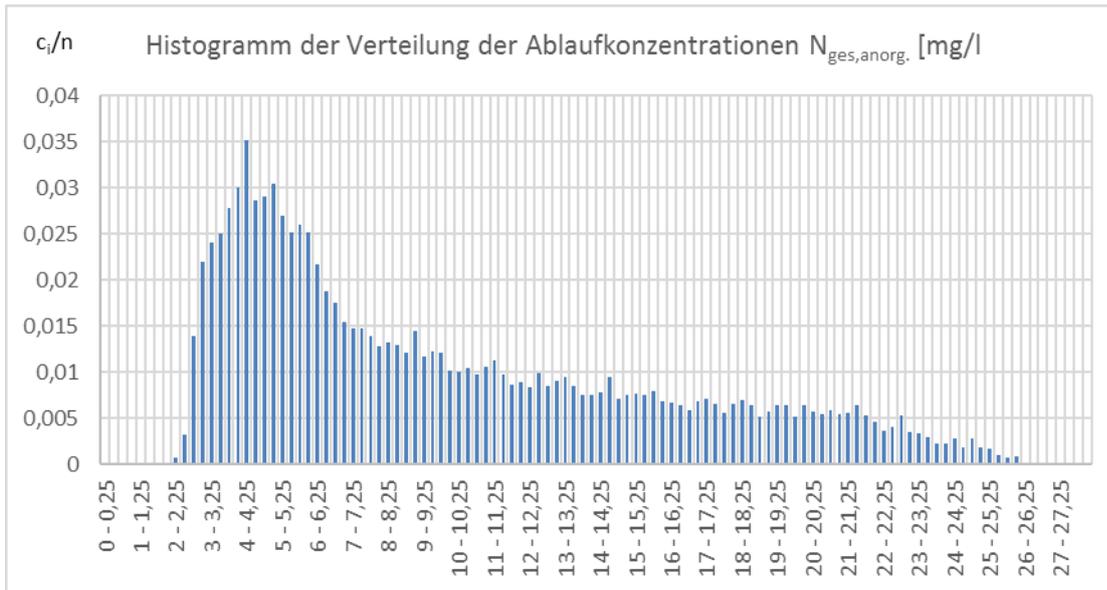


Abbildung 11: Anlage B Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen $N_{ges,anorg.}$ [mg/l]

Der fallende Ast der Häufigkeitsverteilung ist gegenüber Anlage A deutlich ausgeprägter, daher ist der Mittelwert der Ablaufkonzentration auch höher. Die Anlage C ist ebenfalls voll ausgelastet, die Nitrifikation wird intermittierend betrieben.

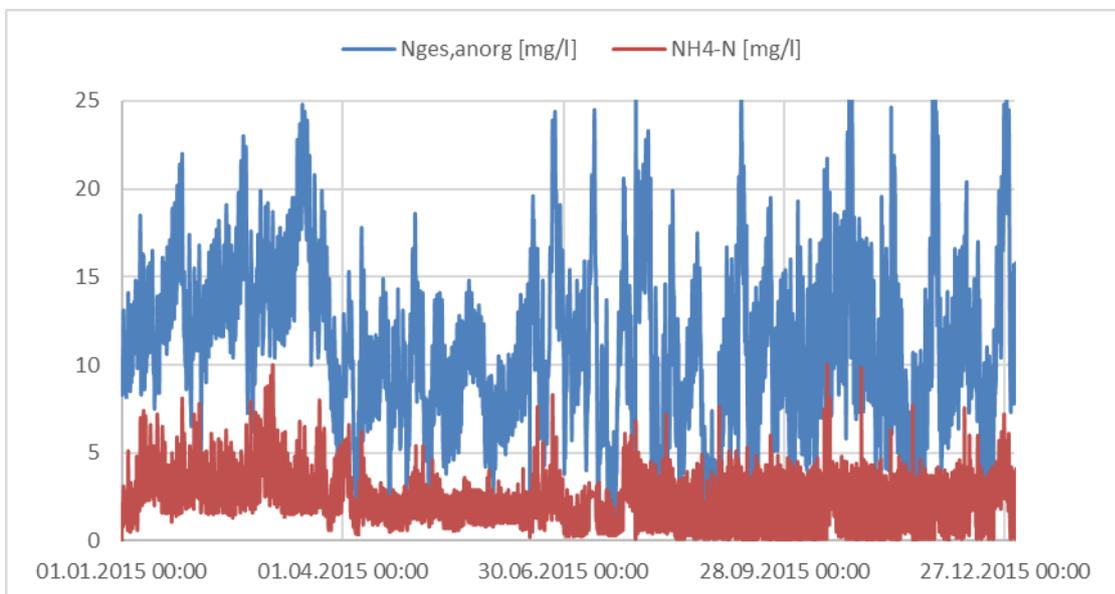


Abbildung 12: Anlage C, Ganglinie der NH_4-N und $N_{ges,anorg}$ -Konzentrationen im Ablauf des Belebungsbeckens

Der Median der $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufkonzentration lag bei 2,1 mg/l, der Mittelwert bei 2,25 mg/l, die Konzentration an $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ lag im Median bei 10,7 mg/l und im Mittelwert bei 11,03 mg/l.

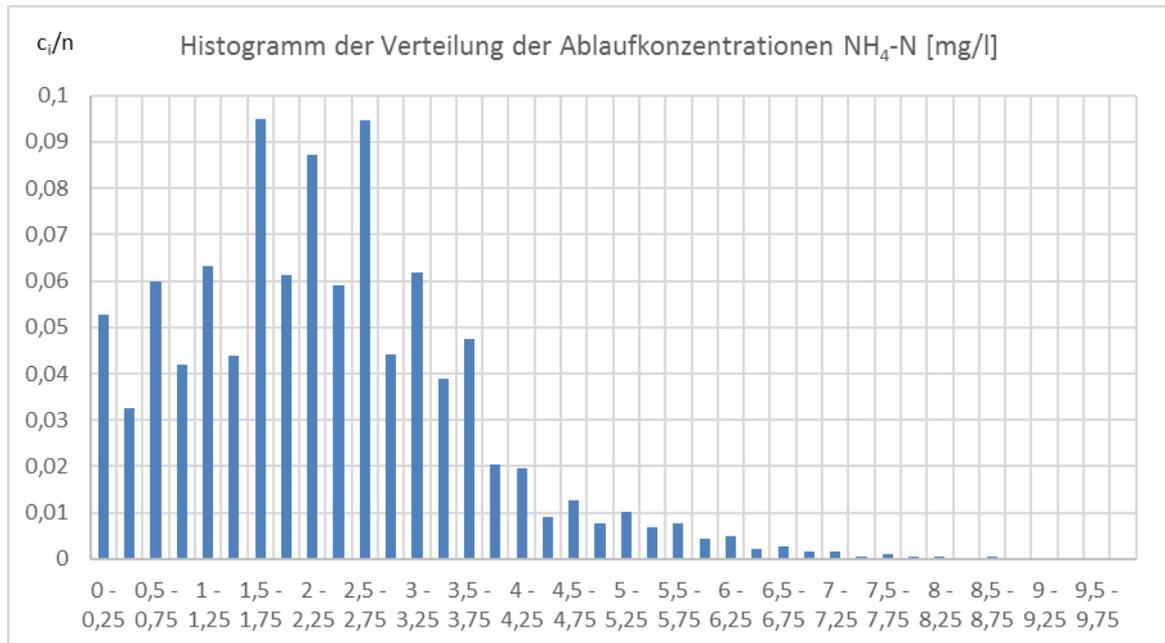


Abbildung 13: Anlage B Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen $\text{NH}_4\text{-N}$ [mg/l]

Entsprechend der Zu-/Abschaltpunkte der intermittierenden Belüftung wird deutlich mehr Ammonium abgeleitet.

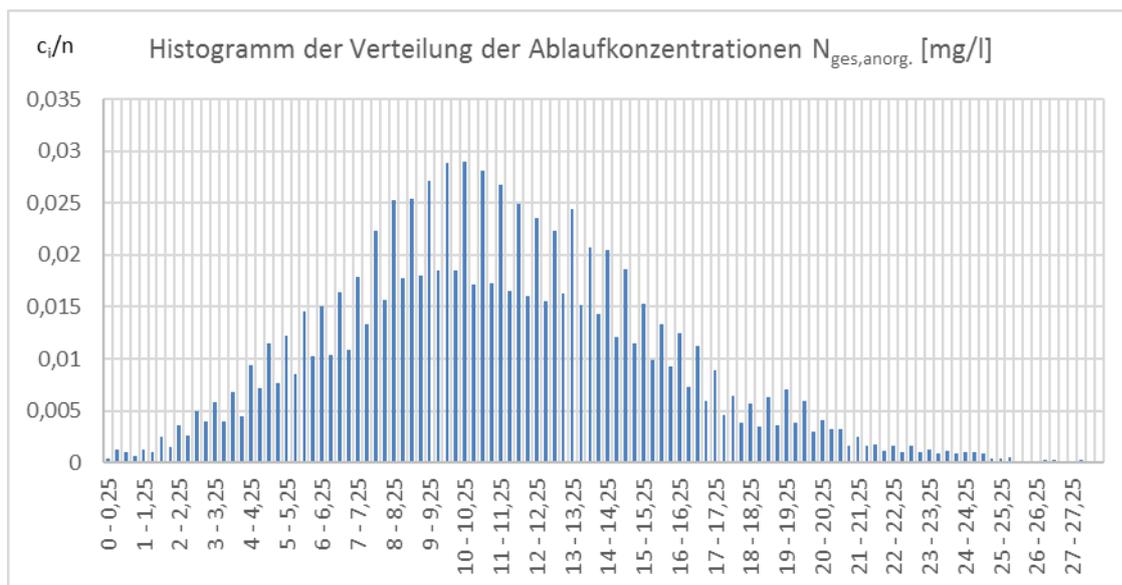


Abbildung 14: Anlage C Histogramm der Verteilung der Ablaufkonzentrationen $\text{N}_{\text{ges,anorg}}$ [mg/l]

Die höheren Ablaufwerte gegenüber der Anlage B sind der höheren Stickstoffbelastung infolge der Entwässerung von Fremdschlämmen geschuldet.

6 Diskussion

Die maßgebenden Parameter für den Betrieb und die Bewertung der Reinigungsleistung von Belebungsanlagen sind, bei nach DWA-A131 ausgelegten und nicht überlasteten Anlagen die Stickstoffablaufwerte, $N_{\text{ges,anorg}}$ und $\text{NH}_4\text{-N}$. Die folgenden Aussagen beziehen sich im Wesentlichen auf diese Parameter.

6.1 Was können die Bemessung und die Simulation leisten?

Die statischen Bemessungsansätze nach dem DWA-A131 dienen dazu eine für eine große Bandbreite von wechselnden Randbedingungen sicher funktionierende Belebungsstufe zu konzipieren. Die tatsächlichen Leistungsgrenzen und die durch betriebliche Optimierungen erreichbaren Ablaufwerte stehen dabei nicht im Fokus und werden folglich auch nicht ausgewiesen. Lediglich für den $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwert lassen sich in der Bemessung überhaupt variierbare Ablaufwerte erzeugen, die mit den tatsächlich im Betrieb sich einstellen Werten gut korrelieren.

Durch die dynamische Simulation lassen sich die erreichbaren Ablaufwerte der einzelnen Stickstoffkomponenten, deren Dynamik und die maßgebenden Randbedingungen insgesamt sehr viel besser abbilden und prognostizieren. Erst bei sehr geringen Konzentrationen wurden bei EG/LV-internen Untersuchungen systematische Abweichungen zwischen durch ein gut kalibriertes Modell prognostizierten und im tatsächlichen Betrieb gemessenen Werten festgestellt. Tendenziell lagen die Betriebswerte für $\text{NH}_4\text{-N}$ noch unter den durch die Simulation ermittelten Ablaufwerten.

6.2 Betriebliche Optimierung

Durch den Einsatz der dynamischen Simulation lassen sich die Effekte betrieblicher Maßnahmen zur Verbesserung der Ablaufkonzentrationen gut prognostizieren.

Dabei ist insbesondere der Einfluss der Sauerstoffkonzentrationen in den belüfteten Zonen des Belebungsbeckens zu beachten. Die flächendeckend praktizierte Reduzierung der Sauerstoffzufuhr von früher üblichen 2 mg/l auf 1 mg/l und weniger hat zu einer systematischen Erhöhung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte geführt.

Durch eine Erhöhung der Belebtschlammkonzentration wird, bei gleichbleibender Zulaufbelastung der biologischen Stufe, die Schlammbelastung verringert und damit die Möglichkeit der Erhöhung des aeroben Schlammalters geschaffen. Auch diese Maßnahme hat, wie die Erhöhung der Sauerstoffkonzentrationen, einen positiven Einfluss auf die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte, im Gegensatz zu der Erhöhung der Sauerstoffkonzentration, ohne negative Auswirkungen auf die $\text{N}_{\text{ges, anorg}}$ – Werte.

Bei der Erhöhung der Belebtschlammkonzentration ist die Leistungsfähigkeit der Nachklärung unbedingt zu beachten. Auch hier kann ggf. eine Simulation sinnvoll sein.

Die Erhöhung der Sauerstoffkonzentration oder der Belebtschlammkonzentration hat jeweils einen höheren Energiebedarf der Belüftung zur Folge. Zusätzlich führt die erhöhte endogene Atmung bei erhöhter Belebtschlammkonzentration zu einem verringerten Überschussschlammanfall und damit leicht geringerem Faulgasanfall.

Alternativ zur Erhöhung der Belebtschlammkonzentration kann auch die Abscheideleistung der Vorklärung verbessert werden, z.B. durch den Einsatz von Fäll- und Flockmitteln, der hydraulischen Optimierung der Vorklärbecken oder der Nutzung von zusätzlichem Beckenvolumen. Diese Maßnahme würde sich sogar energetisch positiv auswirken, da weniger Kohlenstoffverbindungen aerob abgebaut werden müssen und der Faulgasanfall gesteigert werden kann. Dabei ist allerdings zu beachten, dass weiterhin genügend Kohlenstoff für die Denitrifikation zur Verfügung gestellt werden muss.

6.3 Weitere technische Optionen

Bei ungünstigen Randbedingungen (z.B. Inhaltsstoffe, Zulaufdynamik) und sehr hohen Anforderungen an die Ablaufqualität stößt auch eine optimierte Belebungsstufe an ihre Grenzen und der Bau einer weiteren Behandlungsstufe kann sinnvoll bzw. erforderlich sein.

Aktuell wird das Thema der vierten Reinigungsstufe, primär vor dem Hintergrund eines weitergehenden Abbaus von organischen Einzelstoffen, intensiv diskutiert. Parallel dazu werden im Hinblick auf die Erreichung der Ziele der WRRL deutlich höhere Anforderungen u.a. an die Phosphor- und Ammoniumwerte sowie die Sauerstoffkonzentrationen im Kläranlagenablauf gestellt.

Bei Überlegungen zur Erweiterung einer Kläranlage sollten daher immer auch technische Maßnahmen zur Nachbelüftung bzw. Klarwassernitrifikation einbezogen werden.

Bei nicht ausreichender Reinigungsleistung einer Kläranlage können Verbesserungen auch durch vorgelagerte Maßnahmen im Kanalnetz und an den Anlagen zur Regenwasserbehandlung erzielt werden, z.B. die Pufferung von Teilströmen (Speicherbecken), eine Kanalnetzbewirtschaftung oder die Optimierung der Regenbeckensteuerung.

7 Zusammenfassung

Belebungsanlagen, die zur Einhaltung der aktuellen Mindestanforderungen bemessen sind, weisen ein großes Spektrum an Betriebsergebnissen auf. Belastungsberechnungen für aktuelle Gewässerbelastungen müssen sich daher an gemessenen Emissionen und nicht an zulässigen Emissionen orientieren.

Mit Blick auf die Gewässerbelastung mit Ammonium ergibt sich ein teilweise erhebliches Optimierungspotential im Bereich der Belüftung. Hierdurch können ggf. höhere Kosten verursacht werden; bei vollständig ausgelasteten Anlagen können sich Einbußen im Wirkungsgrad der Gesamtstickstoffelimination ergeben.

Mit dem Übergang vom Emissionsprinzip (Mindestanforderungen) zur Immissionsbetrachtung nach EU-WRRL erweitert sich das Spektrum der Optimierungskriterien. Zielkonflikte zwischen wirtschaftlicher Optimierung, CO_{2e}-Minimierung und Gewässerschutz treten deutlicher zu Tage.

Wenn im Zusammenhang mit der Erweiterung von Kläranlagen zur Spurenstoffelimination auch die Frage nach Ausbau der Belebungsstufe gestellt wird, sind erst einmal alle Möglichkeiten der Betriebsoptimierung zu prüfen.

8 Literatur

BMUB/UBA (2016): Die Wasserrahmenrichtlinie-Deutschlands Gewässer 2015, Bonn, Dessau

Bundesgesetzblatt Teil 1, Nr. 43 (2002): Fünfte Verordnung zur Änderung der Abwasserverordnung vom 2.7.2002

ATV-A 131 (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, Februar 1991

ATV-DVWK-A 131 (2000): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (ATV-DVWK), Hennef, Mai 2000

- DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Hennef, Juni 2016
- DWA-A 216 (2015): Energiecheck und Energieanalysen- Instrumente zur Energieoptimierung von Abwasseranlagen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Hennef, Dezember 2015
<https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10010977>
<https://eur-lex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/PDF/?uri=CELEX:31991L0271&from=DE>
- Pöpel, H. J.; Lehn, J.; Rettig, S.; Seibert, T.; Wagner, M. und Weidmann, F. (1996): Vergleich der Anforderungen für kommunale Kläranlagen nach EU-Recht und bundesdeutschem Recht (Gutachten zur Gleichwertigkeit der Anforderungen der Rahmen-AbwasserVwV und der EU-Richtlinie an die Ablaufkonzentration kommunaler Abwasserbehandlungsanlagen und an den Stickstoffeliminierungsgrad). Text 68/96, Umweltbundesamt Berlin, September 1996. Zitiert in: Entsprechen die deutschen kommunalen Abwasserreinigungsanlagen den Europäischen Anforderungen? H. Johannes Pöpel, gwf Wasser Abwasser 138 (1997) Nr. 8, S.383-387.
- Rahmen-AbwasserVwV über Mindestanforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer, Anhang 1 vom 27.8.1991 (gültig ab 1.1.1992)
- Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (EU-Wasserrahmenrichtlinie)
- Richtlinie des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser (91/271/EWG), 21. Mai 1991

Korrespondenz an:

Prof. Dr.-Ing. Burkhard Teichgräber
Emschergenossenschaft und Lippeverband
Kronprinzenstr. 24
45128 Essen

Mail: teichgraeber.burkhard@eglv.de

Simulation als Tool zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven

Jens Alex, Michael Ogurek

ifak – Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg

Abstract: Um mit Simulationsrechnungen die Kapazität existierender Kläranlagen abzuschätzen, müssen validierte Anlagenmodelle des Istzustandes erstellt werden. Dies muss möglichst aufwandsarm realisierbar sein. Es wird eine Methode vorgestellt, mit der sich aus routinemäßig erhobenen Messdaten einer kommunalen Kläranlage, alle für eine Modellvalidierung erforderlichen Daten generieren lassen. Das Vorgehen zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven mit Hilfe einer dynamischen Simulation wird im Detail diskutiert. Die Vorteile dieser Vorgehensweise werden vorgestellt.

Key Words: Simulation, Zulaufdaten, Methodik Simulation, Simulation und Bemessung

1 Einleitung

Für die Planung und Optimierung von Kläranlagen und Kanalnetzen hat sich das Werkzeug Dynamische Simulation zur Erprobung verfahrenstechnischer und automatisierungstechnischer Optionen etabliert. Für diese Aufgabe stehen international eine Anzahl von Simulationsumgebungen zur Verfügung. Für die Planung von Kanalnetzen ist die Nutzung von Simulationswerkzeugen bereits Stand der Technik. Für die Planung von Kläranlagen hat sich die Nutzung der Simulation in Deutschland noch bei weitem nicht so stark etabliert. Hier bilden das Arbeitsblatt DWA-A 131 [A131, 2016] und seine Vorgängerversionen seit vielen Jahrzehnten die maßgebende Bemessungsvorschrift für den Bau bzw. die Erweiterung von Abwasserbehandlungsanlagen. Dabei werden auf Basis der ermittelten Zulaufkenngrößen und der erforderlichen Elimination der Verschmutzungsparameter mittels einer statischen Berechnung das notwendige Anlagenvolumen sowie der Lufteintrag, die Rezirkulations- und Rücklaufschlammvolumenströme ermittelt. Parallel dazu ist in den letzten Jahrzehnten die dynamische Simulation der Belebtschlammprozesse von Kläranlagen ein hilfreiches Werkzeug für verschiedenste Fragestellungen

geworden. So wurden und werden viele Simulationsstudien zur Bewertung und Optimierung des Anlagenbetriebes, des Regelungssystems sowie der Bewirtschaftung von einzelnen Stoffströmen realisiert. International werden Belebtschlammmodelle vielfältiger eingesetzt. Eine Umfrage der IWA [Hauduc et al. 2009] ergab, dass bspw. in Nordamerika die dynamische Kläranlagensimulation ein Werkzeug von Planern und Praktikern ist, während es in Europa überwiegend in der Forschung genutzt wird.

Zur Nutzung des Werkzeuges Dynamische Simulation zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven sind folgende Randbedingungen zu erfüllen.

- Konsistenz zu Bemessungsvorschriften und Genehmigungsgrundlagen: Parametrierung eines Belebtschlammmodells zur Gewinnung bemessungskonsistenter Simulationsergebnisse
- Anwendbarkeit bei typischer Datenbasis: Generierung eines anlagenspezifischen dynamischen Zulaufs mit einem Zulaufmodell

Generell muss sich der Aufwand zur Durchführung von Simulationsstudien auf einem Niveau befinden, dass diese Methode auch für mittlere und kleine Anlagen einsetzbar ist. Entsprechende Aktivitäten zur Reduktion dieses Aufwandes wurden von der Hochschulgruppe Simulation initiiert: [Ahnert et al. 2014], [Ahnert et al. 2015] und [Alex et al. 2014].

2 Simulation – Zusammenspiel mit Bemessungsansätzen

Das Werkzeug Dynamische Simulation ist nicht als konkurrierende Vorgehensweise zur Nutzung statischer Dimensionierungsvorschriften wie der DWA-A131 zu sehen. Vielmehr sind die in der Simulation verwendeten Modellannahmen auch in die Entwicklung der Dimensionierungsvorschriften eingegangen sind und andererseits die Erfahrungen aus der Dimensionierung zu Parameter-Vorgaben in der Anwendung von Belebtschlammmodellen unter typischen kommunalen Bedingungen geführt haben. Beide Werkzeuge ergänzen sich also, im Zweifelsfall berücksichtigt die dynamische Simulation mehr Details auf Kosten eines unter Umständen größeren Aufwandes bei der Datenerhebung und Anwendung. Ein grundlegender Unterschied bei der Anwendung ist in Abbildung 1 dargestellt.

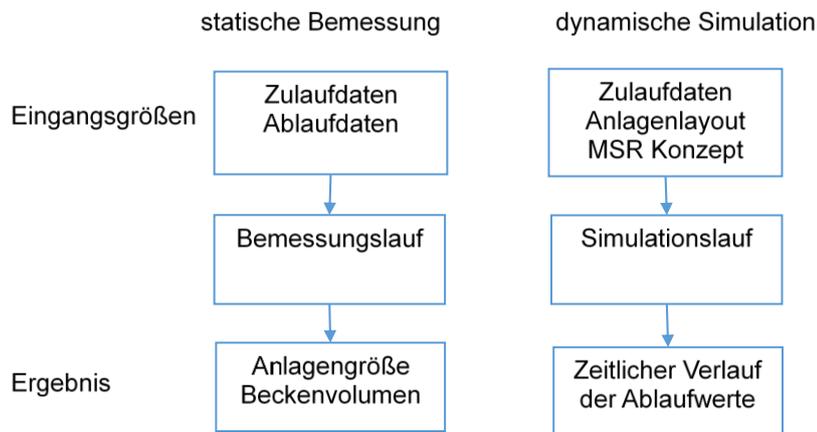


Abbildung 1: Anwendung von Bemessung und Simulation

Bei einer Bemessung entspricht das Berechnungsergebnis der Aufgabenstellung, es wird berechnet wie groß eine Kläranlage sein muss, um bestimmte Ablaufwerte einzuhalten. Bei der Anwendung der Simulation muss man indirekter arbeiten, die Simulation liefert die zu erwartenden Ablaufwerte bei einer vorgegebenen Anlagengröße, man muss als Nutzer also selbst die Beckenvolumen iterieren um eine ausreichende Anlagengröße zu bestimmen. Dieser Ablauf ist in Abbildung 2 auf der linken Seite dargestellt.

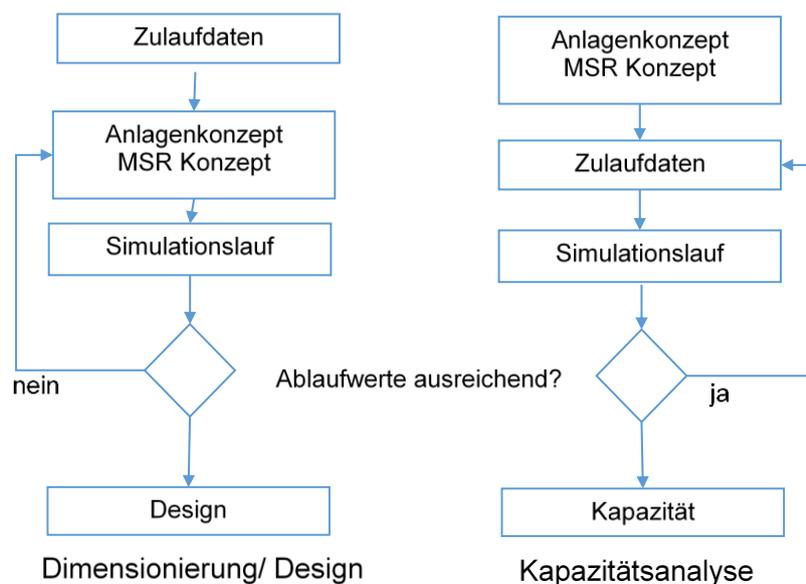


Abbildung 2: Dimensionierung und Kapazitätsanalyse mit Simulation

Eine ähnliche Iteration führt man auch bei einer Kapazitätsermittlung durch (Abbildung 2, rechts). Die Anlage ist gegeben und es wird iterativ die Zulaufbelastung erhöht, solange sich die Ablaufwerte mit ausreichender Sicherheit unterhalb der vorgegebenen Grenzwerte befinden.

Um sicherzustellen die Dimensionierung mit dem Arbeitsblatt DWA-A 131 [A131, 2016] und Simulation konsistente (und zur Realität passende) Aussagen liefern wurden durch die Hochschulgruppe Simulation [Ahnert et al. 2015], [Alex et al. 2015] folgende Maßnahmen und Methoden entwickelt:

- Parametrierung eines Belebtschlammmodells (ASM3 [ASM3 1999], ASM3biop) zur Gewinnung bemessungskonsistenter Simulationsergebnisse
- Generierung eines anlagenspezifischen dynamischen Zulaufs mit einem Zulaufmodell
- Definition und Berechnung von Lastfällen bzw. Szenarien

Die Parameteranpassungen stellen sicher, dass mit der Simulation bei gleicher Zulauffraktionierung eine vergleichbare Schlammproduktion gerechnet wird, die Nitrifikation ähnliche Schlammalter erfordert und die Denitrifikationskapazitäten vergleichbar zur Bemessung berechnet werden.

Als weitere Zielfunktion wurde durch die Hochschulgruppe ein geringstmöglicher Mehraufwand gegenüber einer alleinigen Bemessung gesehen. Durch die ausschließliche Verwendung von Daten bzw. Informationen, die bei einer Bemessung generell vorliegen und genutzt werden, wird der Mehraufwand minimiert. Mit einer Simulation kann das zu erwartende Verhalten einer Kläranlage berechnet werden, wenn

- Zulaufbedingungen und Temperatur,
- Anlagenkonfiguration und Dimensionierung und
- Regelungs- bzw. Betriebsführungskonzept

vorgegeben werden. Die Basis der Berechnungen bilden mathematische Modelle der Belebtschlammprozesse (Belebtschlammmodell, engl. activated sludge model ASM), des Transports (Verweilzeitverhalten) und der Vermischung von Abwasser und Schlamm sowie Absetzmodelle. Die verwendeten Modelle stellen den Stand der Technik bzw. der Wissenschaft dar. Prinzipiell sind mit Simulationsmodellen weitaus mehr Randbedingungen und Phänomene von Kläranlagen abbildbar, als bei der statischen Bemessung berücksichtigt werden können. Insbesondere für die biologischen Prozesse der Kohlenstoff- und Stickstoffentfernung bei der Abwasserbehandlung bilden die vorhandenen Modelle eine erprobte und belastbare Berechnungsgrundlage.

3 Aufwandsarme Simulation mit typischer Datengrundlage

3.1 Datenbasis

Basis der Kapazitätsabschätzung von Kläranlagen mit Simulation ist die Erstellung eines validierten Modells des Istzustandes. Dazu ist das erstellte Modell mit dynamischen Zulaufdaten zu beaufschlagen und es wird analysiert, ob das Modell die gemessenen Ablaufwerte der Anlage reproduziert. Je besser dies gelingt, desto vertrauenswürdiger ist das Modell und desto zuverlässiger sind Aussagen zur Kapazitätsabschätzung.

Um das Werkzeug Simulation mit vertretbarem Aufwand für die Kapazitätsabschätzung nutzen zu können, ist es erforderlich, dass der Einsatz auf Basis verfügbarer Betriebsdaten der Anlage erfolgen kann. Eine typische und ausreichende Datengrundlage ist gegeben, wenn folgende Betriebsdaten vorliegen (Siehe

Tabelle 1).

Tabelle 1: Minimaler Datenbedarf

Zulauf	Wassermenge im Zulauf der Anlage, oder im Ablauf der Anlage als kontinuierliche online Messung (z.B. 15 min Werte)
Zulauf	24 h Mischproben (vorzugsweise mengenproportionale Mischung), Laboranalyse von CSB, TKN/TN, P Konzentrationen, Messwerte an unterschiedlichen Tagen aber nicht für jeden Tag, Probenahme im Rohzulauf, alternativ Ablauf Vorklärung, Stichproben zum Verhältnis CSB partikulär/ CSB gesamt, Glühverlust
Schlammströme	Interne Ströme (Rezirkulation, Rücklaufschlamm) als kontinuierliche online Messung (z.B. 15 min Werte), alternativ Pumpenansteuerung (an, aus, Frequenz) und daraus abgeschätzte Fördermengen
Belüftungszustand	typischerweise Sauerstoffkonzentrationen als kontinuierliche online Messung (z.B. 15 min Werte)
Überschussschlamm	Überschussschlamm-Menge als kontinuierliche online Messung (e.g. 15 min Werte), alternativ Pumpenansteuerung (an, aus, Frequenz) und daraus abgeschätzte Fördermengen, Hilfreich: TS-Konzentrationsmessungen im Rücklaufschlamm oder im Überschussschlamm kontinuierlich Stichproben: Trockensubstanz und Glühverlust
Belebungsbecken	Verfügbare Onlinemessungen für NO ₃ -N, NH ₄ -N, PO ₄ -P, TS als kontinuierliche online Messung (z.B. 15 min Werte) Stichproben mit NO ₃ -N, NH ₄ -N, PO ₄ -P, TS, Temperatur
Ablauf Nachklärung	Verfügbare Onlinemessungen für NO ₃ -N, NH ₄ -N, PO ₄ -P, TS als kontinuierliche online Messung (z.B. 15 min Werte) 24h Mischproben mit CSB, NO ₃ -N, NH ₄ -N, P, AFS

Für eine verbesserte Analyse des Schlammhaushaltes unter Einbeziehung der Faulung:

Tabelle 2: Erweiterter Datenbedarf Analyse Schlammproduktion

Primärschlamm	Mengen, Stichproben: Trockensubstanz und Glühverlust
Faulung	Menge Faulschlamm, TS, oTS, Glühverlust, NH ₄ -N Biogasvolumen, CH ₄ -Anteil

In einigen wenigen Fällen liegt eine bessere Datengrundlage zur Modellierung des Anlagenzulaufes vor. Ein solcher Sonderfall ist das Vorliegen von lückenlosen 24h Mischproben im Zulauf. In diesem Fall ist theoretisch eine verbesserte Zulaufmodellierung, die über die unten vorgestellte Methode hinausgeht, möglich (Fall B). Auf Grund der Unsicherheiten in den täglich erhobenen Daten kann es auch hier besser sein, dennoch die unten beschriebene Methode zu verwenden. Ein weiterer Sonderfall ist der zeitweilige Betrieb von online-Messungen (e.g. NH₄-N, SAK, CSB via Spektrometer) im Zulaufbereich der Kläranlage. Auch in diesem Fall sind weitergehende Methoden zur Zulaufgenerierung möglich (Siehe z.B. [Alex et al. 2009], [Alex, Hetschel 2010], Fall A).

In den meisten Fällen entspricht die zulaufseitige Datenlage aber

Tabelle 1 (Fall C). Um aus diesen Zulaufinformationen eine ausreichend genaue Beschreibung des kontinuierlichen Anlagenzulaufes zu synthetisieren (zeitlicher Verlauf der Konzentrationen der relevanten Inhaltsstoffe), kann für Anlagen mit vorwiegend kommunalen Zulauf die im folgenden beschriebene Methode eingesetzt werden.

3.2 Schritt 1 Abschätzung des typischen Trockenwetterzulaufes

Durch die Hochschulgruppe Simulation wurde eine Methode entwickelt, den Trockenwetterzulauf zu kommunalen Kläranlagen zu beschreiben ([Langergraber et al. 2008]). Dieser Modellansatz geht davon aus, das im Trockenwetterfall der Zulauf von kommunalen Anlagen durch eine Mischung von drei Abwasserquellen beschrieben werden kann (Siehe Abbildung 3). Jede der Quellen wird in der Zusammensetzung als zeitlich konstant betrachtet. Im Einzelnen wird angenommen das eine konstante Menge Fremdwasser (Infiltration water) mit einer periodischen Menge Grauwasser (Low-N-wastewater) und einer ebenfalls periodisch produzierten Menge stickstoffreichen Abwassers (High-N-

wastewater) gemischt wird. Daraus resultiert dann eine ebenfalls periodische Gesamtabwassermenge, deren Zusammensetzung periodisch schwankt.

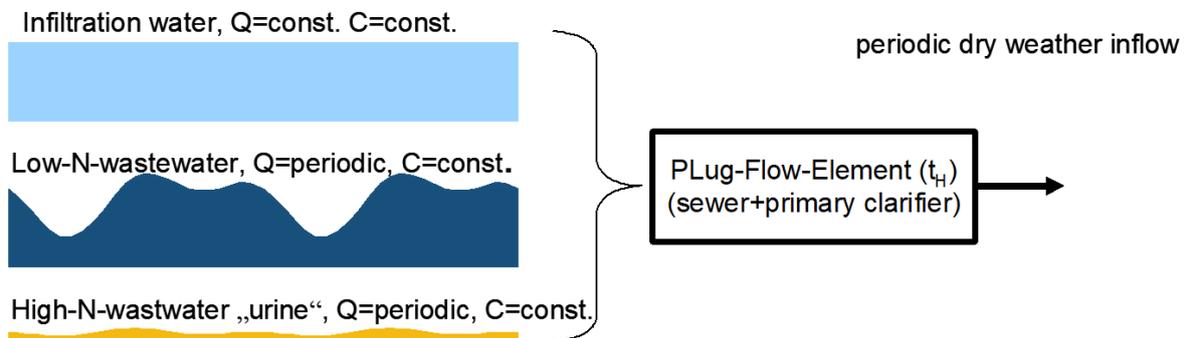


Abbildung 3: Modellansatz Trockenwetterzulauf [Langergraber et al. 2008]

Die beiden periodischen Quellen Grauwasser und Urin werden jeweils durch Fourier-Approximationen (2. Ordnung) beschrieben, daraus resultiert, dass dann die Gesamtabwassermenge ebenfalls durch ein Fourier-Reihe 2. Ordnung beschrieben werden kann. In Abbildung 4 ist ein entsprechender Trockenwetterzulauf dargestellt.

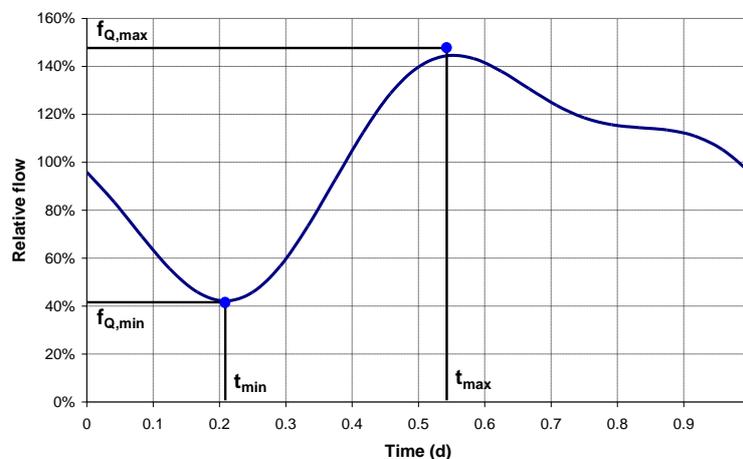


Abbildung 4: Fourier-Approximation des Trockenwetterzulaufes [Langergraber et al. 2008]

Durch die gewählte mathematische Beschreibung ist es möglich einen mathematischen Zusammenhang zwischen gut greifbaren Formparametern wie den Zeitpunkt (t_{\min}) und der relativen Größe ($f_{Q,\min}$) des Nachtminimums, dem Zeitpunkt (t_{\max}) und der relativen Größe ($f_{Q,\max}$) des Tagmaximums und den Parametern der Fourier-Reihe herzustellen.

Mit einem nachgeschalteten Verdrängungsvolumen (Pfropfenströmung) kann dann der durch im Kanalnetz auftretende Effekt, das die erhöhte Wassermenge vor dem Konzentrationspeak die Kläranlage erreicht, abgebildet werden. Mit

diesem Modellansatz konnten gemessene Trockenwettertagesgänge gut reproduziert werden.

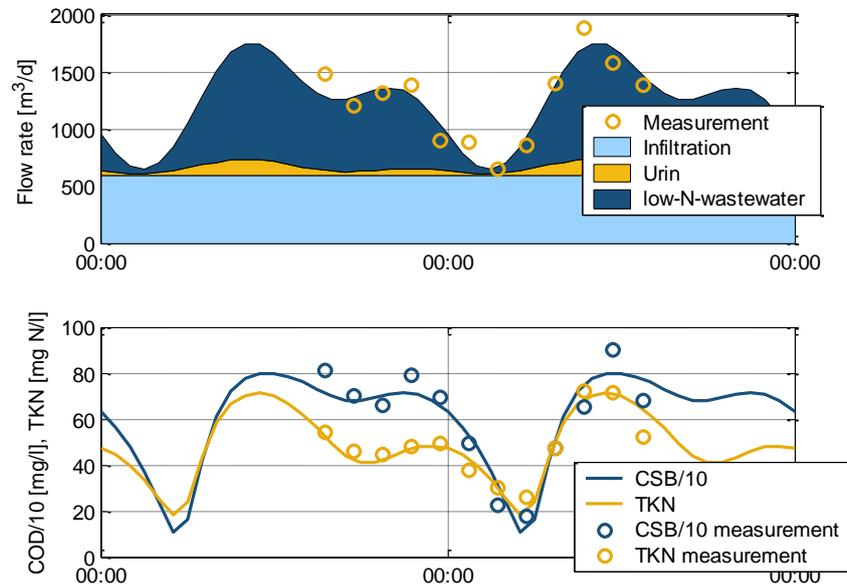


Abbildung 5: Reproduktion von Tagesgängen [Langergraber et al. 2008]

In Abbildung 5 ist ein Beispiel dargestellt, wie durch Anpassung der Formparameter sowohl die Gesamtwassermenge (oben) als auch der Verlauf von CSB und TKN 2h Mischproben (unten) reproduziert werden kann.

Die von der Hochschulgruppe entwickelte Methodik zur Erzeugung typischer Trockenwetterzulaufganglinien wurde in einem Excel-Arbeitsblatt (D.J. Dürrenmatt, HSG) und einem speziellen Block in dem Simulationssystem SIMBA[#] [SIMBA] implementiert. Beispielsweise zur Einstellung der Formparameter lassen sich unter dem Reiter Form entsprechende Anpassungen vornehmen (siehe Abbildung 6).

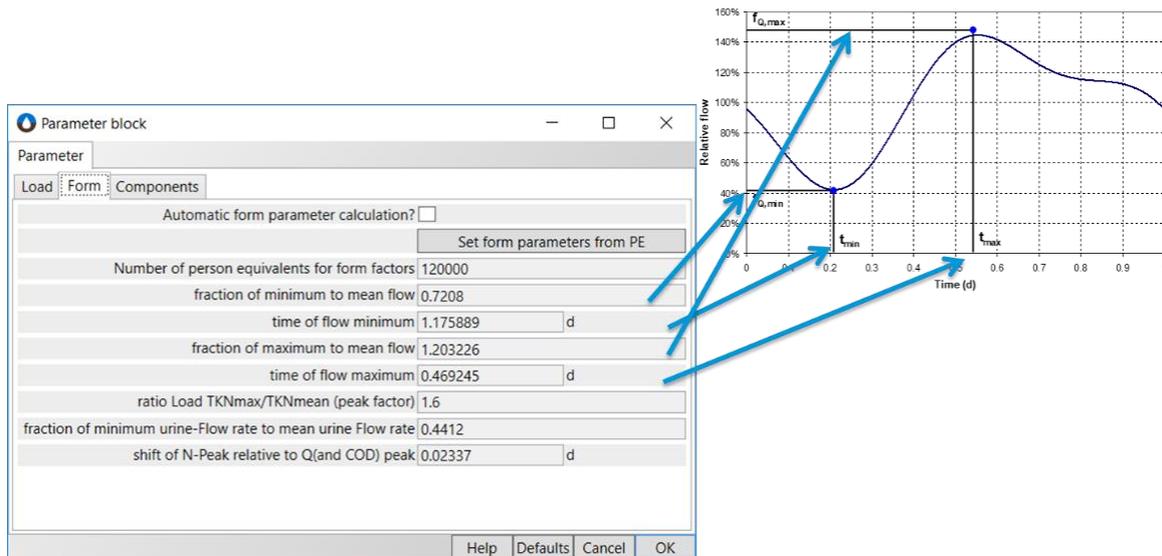


Abbildung 6: Einstellung der Formparameter

3.3 Berechnung eines kontinuierlichen Zulaufes für einen längeren Zeitraum

Mit diesen Formparametern kann eine Anpassung an gemessene Trockenwettertagesgänge vorgenommen werden. Im Ergebnis der Anpassung resultieren automatisch angepasste Konzentrationsganglinien für CSB, TKN und P für die jeweilige Anlage. Diese Methode wird hier verwendet, um in einem ersten Schritt, den typischen Trockenwetterzulauf einer betrachteten Kläranlage zu reproduzieren. Zur praktischen Implementierung der Methode wurde in dem Simulationswerkzeug SIMBA[#] der Block *CaseC* eingeführt. Die innere Funktion dieses Blocks ist in Abbildung 7 dargestellt.

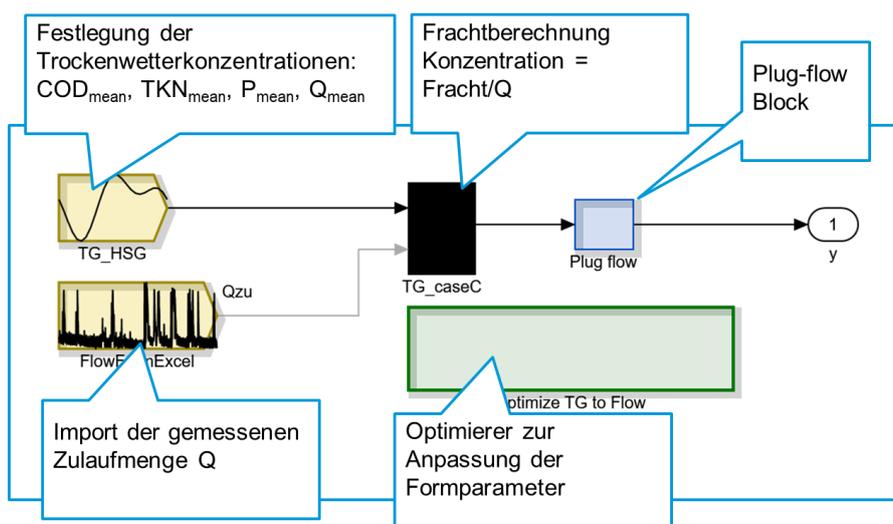


Abbildung 7: Blockkonfiguration zur Zulaufgenerierung für Messsituation Fall C

Dieser Block beinhaltet den Block *FlowFromExcel*, der den gemessenen kontinuierlichen Kläranlagenzulauf aus einer Excel-Tabelle importiert. Im

Anschluss wird ein Algorithmus zur Anpassung der Formparameter gestartet (Block *Optimize TG to Flow*, siehe Abbildung 8).

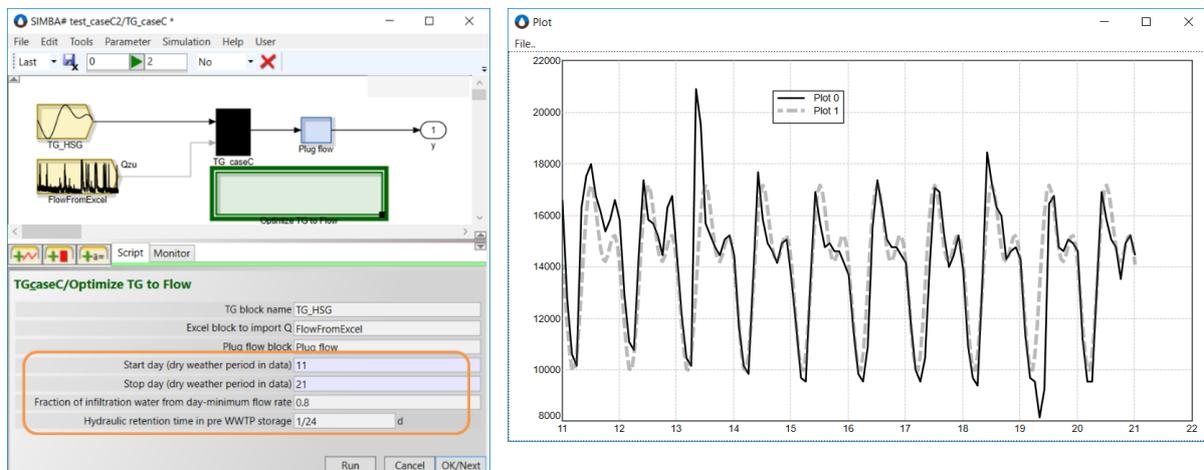


Abbildung 8: Ergebnis der automatischen Anpassung der Formparameter

Anschließend müssen die Konzentrationsdaten von CSB [$\text{g CSB}/\text{m}^3$], TKN [$\text{g N}/\text{m}^3$] und P [$\text{g P}/\text{m}^3$] angegeben werden.

Durch den Optimierungsalgorithmus wird weiterhin auch der Fremdwasseranteil abgeschätzt. Hier wird die Nachtminimummethode verwendet. Es wird angenommen das ein vorgegebener Prozentsatz der im Nachtminimum zufließenden Wassermenge aus Fremdwasser besteht. Die letzte Anpassung besteht aus der Parametrierung des Plug-Flow Blocks. Hier wird aus der mittleren Trockenwetteraufenthaltszeit im Verdrängungsvolumen das entsprechende Volumen berechnet.

Mit dem nun definierten Trockenwetterzulauf und der kontinuierlich gemessenen Wassermenge kann jetzt der für einen längeren Zeitraum ein realistischer kontinuierlicher Kläranlagenzulauf berechnet werden. Die Berechnung erfolgt im Block *TG_caseC* nach folgender Methode. Es werden die im Trockenwetterfall typischen Frachten für CSB, TKN, und P für den jeweiligen Zeitpunkt berechnet und durch den aktuellen gemessenen Zulauf dividiert. Im Trockenwetterfall werden so die Trockenwetterkonzentrationen berechnet, im Mischwasserfall wird eine Verdünnung mit Regenablauf berücksichtigt.

3.4 Erfahrungen mit Methode Fall C und Ausblick

Mit der Methode kann der Zulauf zu kommunalen Kläranlagen in den meisten Fällen sehr gut beschrieben werden. Diese Methode wurde in einer Vielzahl von Simulationsstudien eingesetzt. Die erreichte gute bis sehr gute Übereinstimmung der simulierten Ablaufwerte der Anlagen mit gemessenen Werten ist eine indirekte Bestätigung für die Leistungsfähigkeit der Methode. Ein Versagen der

Methode wurde in einem Fall beobachtet, bei dem kommunales Abwasser in einem weitverzweigten Druckrohrsystem mit sehr großen Aufenthaltszeiten (>4h) zur Kläranlage gepumpt wurde (Kläranlage in Berlin). Und bei Kläranlagen mit einem dominierenden Industrieabwasseranteil treffen die Annahmen von täglich gleichbleibenden periodischen Grauwasser- und Urin-Quellen nicht zu. Mit der Methode werden die Anforderungen an Zulaufdaten drastisch reduziert: auf eine kontinuierliche Zulaufmengenmessung und einige 24h-Mischproben.

In einer von den Autoren durchgeführten Simulationsstudie konnte die Methode noch weitergehend bewertet werden. Hier wurden vom Kläranlagenbetreiber im Dauerbetrieb kontinuierliche Qualitätsmessungen im Zulauf betrieben (NH₄-N, Online PO₄-P Analyser, tägliche 24h Mischproben mit CSB, TKN und PO₄-P). In diesem Fall konnten die mit der Fall C Methode synthetisierten Zulaufdaten mit Messwerten verglichen werden. In Abbildung 9 werden die aus den Messdaten berechneten Ammoniumfrachten mit den mit Methode Fall C synthetisierten Daten verglichen.

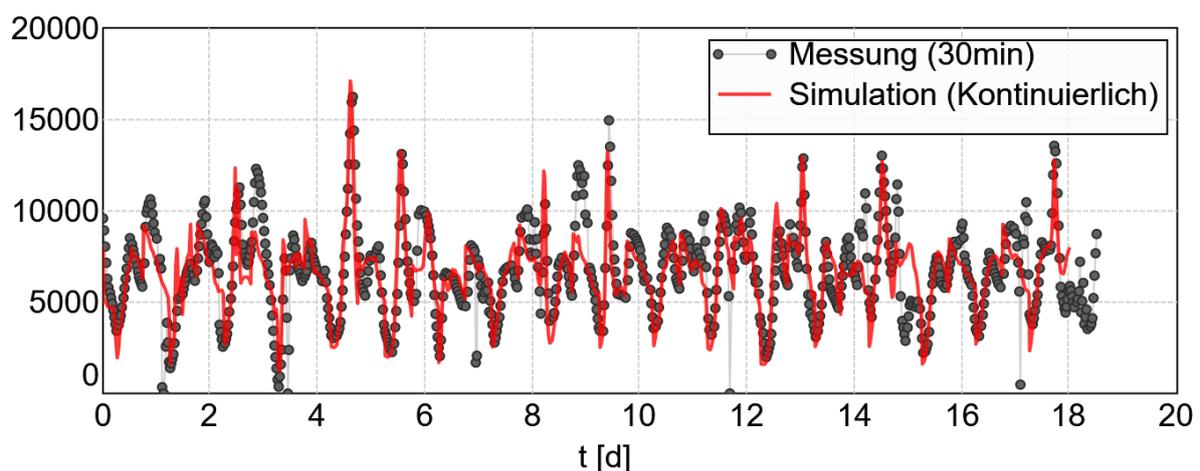


Abbildung 9: Synthetische Zulaufdaten (Fracht NH₄-N in kg/d) mit Methode Fall C verglichen mit Messdaten

Hier konnte eine sehr gute Reproduktion der Zulaufsituation einschließlich der Mischwasserereignisse festgestellt werden. Unterschiede resultieren vornehmlich aus Variationen der Zulauffrachten die mit der vorgestellten Methode nicht erfasst werden können.

Generell konnte in vielen Studien gezeigt werden, dass die besonders kritischen Situationen von einsetzendem Mischwasser mit einem Verdrängungsstoß von im Kanalnetz gespeicherten Schmutzwasser durch Regenwasser mit der Methode gut reproduziert werden und mit den validierten Modellen die an den realen Anlagen auftretenden NH₄-N Ablaufspitzen sehr gut abgebildet werden. Dies ist für eine

Kapazitätsabschätzung gerade vor dem Hintergrund der in Deutschland üblichen Überwachungspraxis (Spitzenwerte) unabdingbar.

Aktuell wird an einer erweiterten Version der Methode gearbeitet. Insbesondere sollen folgende Aspekte berücksichtigt werden:

- Beschreibung einer Frachterhöhung durch verschmutztes Regenwasser, gegebenenfalls Spülstoßeffekte
- Abbildung von zeitlich variablen Fremdwasseranteilen (Saisonale Schwankungen, Einfluss von erhöhten Grundwasserständen nach größeren Regenereignissen) für Langzeitszenarien (e.g. 1 Jahr)
- Berücksichtigung von Stichproben und zeitproportionalen Mischproben Anstelle von volumenproportionalen Mischproben für die täglichen Schmutzfrachten (CSB, TKN, P)

4 Abschätzung von Leistungsreserven mit Simulation

4.1 Vorgehensweise zur Kapazitätsabschätzung

Die Vorgehensweise zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven von Kläranlagen mit der dynamischen Simulation folgt in der Regel dem folgenden Schema.

Modellaufbau des Istzustandes der Kläranlage: Es wird ein Modell der Kläranlage, in vielen Fällen nur der Teil der Abwasserreinigung, beginnend mit dem Ablauf der Vorklärung, mit den Ausgangsströmen Überschussschlammstrom und Ablauf der Nachklärung erstellt. Werden Vorklärung und Faulung in das Modell einbezogen, können zusätzlich existierende Messwerte aus den Schlammströmen sowie die Biogasproduktion zur Modellvalidierung, insbesondere der Validierung der Schlammproduktion und der abgebauten CSB Frachten herangezogen werden. Es ist dann auch eine bessere Abschätzung der Stickstoff-Rückbelastung möglich. MSR-Konzepte der existierenden Anlage werden zunächst nicht modelliert, es werden alle Stellgrößen aus Messdaten abgeleitet. Zur Einstellung ähnlicher O₂-Konzentrationen werden im Modell Hilfsregelkreise (Sauerstoffregelung) eingesetzt, die nicht mit der existierenden MSR-Technik und Ausrüstung (Belüftungssystem) übereinstimmen zu brauchen. Alternativ kann das existierende Automatisierungssystem vereinfacht abgebildet werden.

Das Anlagenmodell wird mit dem ASM3 bzw. dem ASM3biop und nach Vorgaben der Hochschulgruppe erstellt ([Ahnert et al. 2015], [Alex et al. 2015]).

Datenvorbereitung Validierungssimulation: Es wird ein Zeitbereich ausgewählt, indem möglichst vollständig die benötigten Betriebsdaten vorliegen, die Anlage in keinem Revisionszustand war und in dem eine möglichst signifikante Belastung vorliegt, die zu messbaren $\text{NH}_4\text{-N}$ Spitzen im Ablauf führt (Niedrige Abwassertemperaturen, Regenereignisse). Für den ausgewählten Zeitraum müssen die täglichen Trockenwetterfrachten für CSB, TKN (und P) aus den vorhandenen Mischproben bestmöglich bestimmt werden. Die Daten für den Zulauf, die internen Schlammströme, die Überschussschlammmentnahme und die O_2 -Konzentrationen in den belüfteten Becken müssen ergänzt (Messlücken auffüllen) und geglättet werden (z.B. Bildung von 2h Mitteln). Das ist zum Beispiel für die Zulaufmessungen sinnvoll, wenn es auf Grund von teilweise gepumpten Zuläufen zu stark oszillierenden Zulaufwassermengen kommt.

Simulation zur Modellvalidierung: Mit den vorbereiteten Daten wird das Modell der Anlage simuliert, um anschließend die Simulationsergebnisse mit verfügbaren Messdaten zu vergleichen. Dabei ist zunächst zu prüfen, ob die Belüftungsbedingungen der simulierten Anlage mit der realen Anlage übereinstimmen. Dies wird häufig durch die Hilfsregelkreise zwangsweise sichergestellt. Die dazu im Modell benötigten Sauerstoff- bzw. Luftmengen sind auf Plausibilität (Vergleich mit Luftmengen der realen Anlage) zu prüfen.

Validierung Schlammproduktion: Als erster Schritt ist die Schlammproduktion und damit das Schlammalter zu überprüfen. Werden in der Simulation die gemessenen Überschussschlamm-mengen vorgegeben, dann ist bei einem validen Modell zu erwarten, dass die simulierten TS-Konzentrationen in der Belebung gut mit gemessenen TS-Konzentrationen übereinstimmen. Hier werden mitunter Diskrepanzen beobachtet die abzuklären sind. Folgende Aspekte können eine Rolle spielen. Die vorhandenen Messwerte bzw. Abschätzungen der Überschussschlamm-mengen sind häufig sehr ungenau und auch mit systematischen Fehlern behaftet. Stimmen die Annahmen zur Rücklaufschlamm-menge nicht, wird im Modell der Überschussschlamm mit einer anderen Konzentration entnommen, daraus resultiert eine fehlerhafte Entnahmefracht. Fehler bei Messung der täglichen CSB-Frachten oder falsche Annahmen bei der CSB Fraktionierung führen zu abweichender Schlammproduktion im Modell. Ein weiteres Problem kann durch das verwendete Nachklärmodell entstehen. Das durch die HSG empfohlene 3-Schichtenmodell [Alex 2011] implementiert Versagenspunkte (Schlammabtrieb) entsprechend der Nachklärungsdimensionierung nach DWA-A131 [A131 2016]. In realen Anlagen wird häufig eine bessere Leistungsfähigkeit der der Nachklärung beobachtet (Schlammvolumenbeschickung, erreichte Eindickung im Rücklaufschlamm) als

nach Bemessung nach A131 angenommen werden darf. In diesem Fall muss im Modell die Leistungsfähigkeit des Nachklärmodells angepasst werden.

Die Faktoren f_A und f_B bei der CSB Zulauffraktionierung nach DWA-A 131, die auch in der Simulation verwendet werden, haben einen signifikanten Einfluss auf die modellierten Überschussschlammengen. Die verwendeten Werte sind bei Diskrepanzen zu überprüfen (Auswertung CSB-partikulär/CSB-gesamt, Glührückstand des Schlammes im Modell im Vergleich zur realen Anlage). Lässt sich die Ursache für eine Diskrepanz zwischen simulierter und „gemessener“ Schlammproduktion nicht abklären, dann ist im Modell die Überschussschlammmenge so anzupassen, dass vergleichbare TS-Konzentrationen zur realen Anlage simuliert werden. D.h. es werden die simulierten Überschussschlammengen angenommen.

Validierung Nitrifikation: Wenn Schlammproduktion und damit das Schlammalter als valide betrachtet werden, können die simulierten $\text{NH}_4\text{-N}$ Werte mit verfügbaren Messwerten verglichen werden. Das Modell wird als valide betrachtet, wenn ein Großteil der gemessene $\text{NH}_4\text{-N}$ Spitzen reproduziert werden kann (z.B. siehe Beispiel in Abbildung 10). In der Regel treten $\text{NH}_4\text{-N}$ Spitzen bei eintretendem Mischwasser als Folge von Stickstoffverdrängung aus Kanalnetz, Sandfang, Vorklärung und Denitrifikationszone in den belüfteten Teil der Anlage auf. Verschärft werden die Spitzen durch zeitlich ungünstige Prozesswasserdosierung und unzureichende Belüftung (Kapazität und/oder MSR-Konzept). Unterschiede in der Höhe der simulierten Spitze im Vergleich zu den Messdaten resultieren in der Regel aus unzureichender Abbildung der Verdrängungseffekte, unzureichender Abbildung des Verweilzeitverhaltens in der Biologie (Stichwort PlugFlow) sowie aus im Anlagenmodell nicht nachgebildete betriebliche Maßnahmen (z.B. Revisionen der Belüfter). In diesen Fällen bestehen gute Chancen das Anlagenmodell nachzubessern. Eine weitere und nur schwer zu behebbende Ursache bilden abweichende Stickstofffrachten in der Simulation im Vergleich zur realen Anlage. Zur Erinnerung, im hier angenommen Fall der Datengrundlage (Fall C), werden nur einige Tagesmischproben zur Abschätzung der täglichen und über die Dauer der Simulation täglich konstanten Stickstofffrachten verwendet. Zur Bewertung der Ist-Belastung und zur Abschätzung von Kapazitätsreserven ist die Güte aber ausreichend. Ein Effekt der regelmäßig auftritt ist, dass in lastschwachen Zeiten $\text{NH}_4\text{-N}$ Konzentration von 0 g N/m^3 gemessen werden. Im Modell werden in diesen Situationen meist sehr niedrige Werte ($0.1\text{-}0.2 \text{ g N/m}^3$) simuliert, die aber nicht den Wert 0.0 erreichen. Dieses Verhalten resultiert z.T. aus einer Approximation des Anlagenverweilzeitverhaltens mit einer möglichst kleinen Anzahl volldurchmischten Becken. Hier tritt der betrachtete Effekt auf. Zum

anderen wird der $\text{NH}_4\text{-N}$ Abbau im Modell über eine einfache Monod-Kinetik abgebildet, für die $\text{NH}_4\text{-N}$ Elimination bei sehr niedrigen Konzentrationen können noch andere Aspekte (e.g. Adsorption) eine Rolle spielen, die aber im Modell vernachlässigt werden. Für die meisten Fragestellungen kann diese kleine Abweichung jedoch ignoriert werden. Anpassungen im Modell, um $\text{NH}_4\text{-N}$ Spitzen eventuell noch besser abzubilden, sollten sich auf Anpassungen des Verweilzeitverhaltens und der Belüftungsbedingungen konzentrieren. Eine Anpassung biologischer Parameter ist nicht angezeigt. Die einzige Ausnahme von dieser Regel sind Industriekläranlagen mit offensichtlicher Nitrifikationshemmung. Hier ist typischerweise über eine reduzierte maximale Wachstumsrate der Nitrifikanten eine Anpassung erforderlich. In diesen Fällen sollte auch mit einer erweiterten Temperaturabhängigkeit der Biologie (bei Abwassertemperaturen über 20°C) simuliert werden.

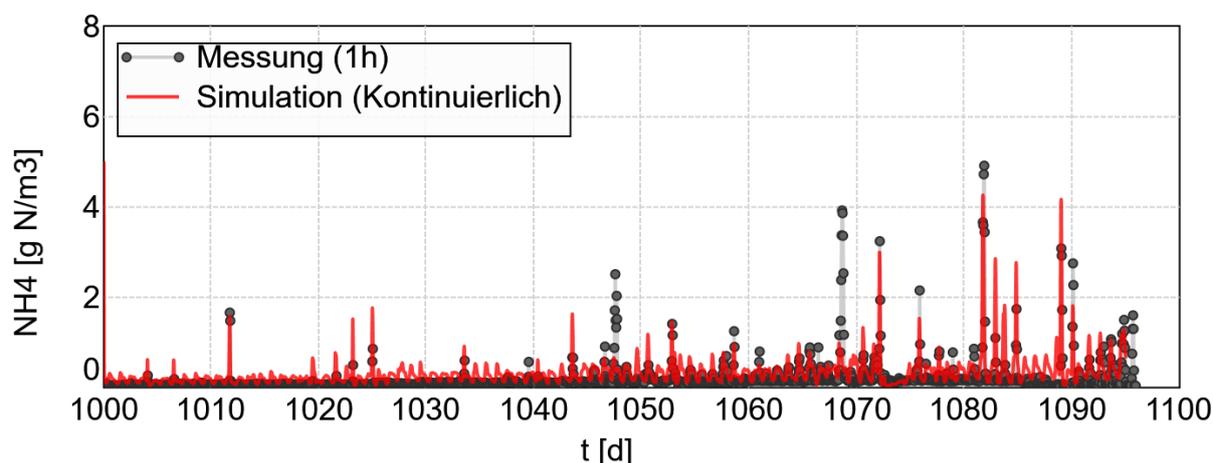


Abbildung 10: Beispiel für den Vergleich simulierter und gemessener $\text{NH}_4\text{-N}$ Werte (Ablauf Belebung)

Validierung Denitrifikation: Wenn die Nitrifikation als valide betrachtet werden kann, ist als letzter Schritt der Modellvalidierung die Denitrifikation zu bewerten. Hierzu werden die simulierten $\text{NO}_3\text{-N}$ Ablaufwerte mit verfügbaren Messwerten verglichen. Die erreichbare Denitrifikation in realen Anlagen und auch im Simulationsmodell ist ein komplexes Zusammenspiel vieler Aspekte (N-Fracht, Kohlenstoffangebot, Aufenthaltszeiten, Störungen durch Sauerstoff, simultane Nitrifikation/Denitrifikation etc.). Wenn im Modell die Milieubedingungen und Mischprozesse getroffen sind, sollten auch die Nitratwerte gut abgebildet werden. Modellanpassungen – insbesondere von biologischen Parametern – sind nicht vertretbar. Es treten tendenziell absolut etwas größere Abweichungen beim Nitrat im Vergleich zu den Ammoniumablaufwerten auf. Dies ist auf eine direkte Fehlerfortpflanzung von falsch angenommenen Stickstofffrachten im Zulauf auf

die resultierenden Nitrat-Ablaufwerte zurückzuführen. Die typischerweise erreichbare Güte ist beispielhaft in Abbildung 11 dargestellt.

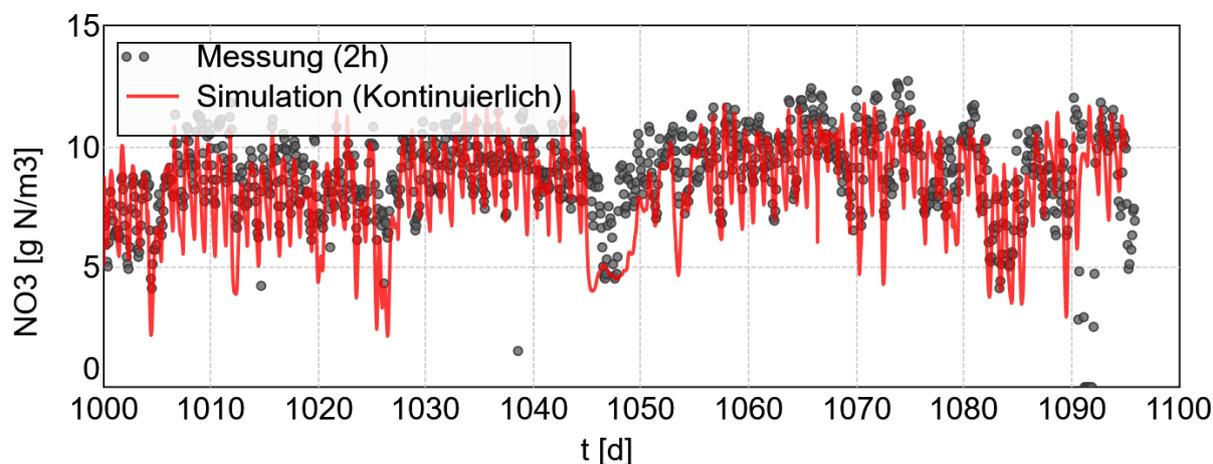


Abbildung 11: Beispiel für den Vergleich simulierter und gemessener $\text{NO}_3\text{-N}$ Werte (Ablauf Belebung)

Vorbereitung Kapazitätsanalyse: Um die Leistungsfähigkeit einer Anlage für künftige Herausforderungen (Erhöhte Frachten, Verschärfte Hydraulik, verschärfte Ablaufgrenzwerte, erweiterter Temperaturbereich) analysieren zu können, muss auch das Automatisierungskonzept und die Betriebsführungsstrategie im Anlagenmodell abgebildet werden. Das im Anlagenmodell umgesetzte MSR und Betriebsführungskonzept hat einen signifikanten Einfluss auf die Anlagenleistungsfähigkeit. Gegebenenfalls müssen auch Details der maschinetechnischen Ausrüstung im Anlagenmodell ergänzt werden (Gebläse-Kapazitäten, Belegungsichten Belüfter, Volumenstrom-Randbedingungen), da auch diese für die Analyse von Kapazitätsreserven maßgeblich sind.

Analyse von Kapazitätsreserven: Mit einem validen Modell des Istzustandes können dann mit der größtmöglichen Zuverlässigkeit Kapazitätsreserven abgeschätzt werden. Dazu werden erwartete Belastungsszenarien formuliert, das eingesetzte Betriebsführungskonzept angepasst und die zu erwartenden Ablaufwerte simuliert. Da die Simulationsergebnisse unsicherheitsbehaftet sind, müssen im Fall der Volllastung (volle Kapazität) bezüglich der Ablaufwerte noch Abstände zu den einzuhaltenden Ablaufwerten gegeben sein. Hilfreich ist die Vorgabe möglichst langer Testszenarien, in Anlehnung an Messsituation Fall C, Nutzung von gemessenen Zeitreihen des Anlagenzulaufes. Neben der Analyse der noch erreichbaren Ablaufwerte sollte auch eine Analyse des resultierenden Schlammalters erfolgen. Die simulierten Schlammalter sollte sich im Rahmen zulässiger Schlammalter entsprechend DWA-A 131 befinden.

4.2 Diskussion der Kapazitätsabschätzung mit Simulation

Bei der Analyse von der vorhandenen Anlagenkapazität sollen beispielhaft noch zwei ausgewählte Aspekte beleuchtet werden.

Externe Kohlenstoffquellen: Um weitergehende Anforderungen an die Stickstoffelimination erfüllen zu können, wird die Dosierung von externen Kohlenstoffquellen erforderlich. Beim Einsatz der Kohlenstoffquelle im Modell (aber ebenso an der realen Anlage) ist die Qualität des eingesetzten Materials zu berücksichtigen. Das ist zum einen die Fraktionierung (gelöst inert, partikulär inert und abbaubar) sowie der Ertragskoeffizient (Yield Y) des Substrates, der die Effektivität zur Denitrifikation und aber auch das zusätzliche Schlammwachstum beeinflusst.

Maßnahmen zur Kapazitätsverbesserung bei der Prozesswasserbehandlung: Mit Simulationsmodellen lassen sich sehr gut alle Aspekte und Seiteneffekte von Optimierungsmaßnahmen (e.g. Seitenstrom Nitrifikation, Annamox-Prozess etc.) bei der Prozesswasserbehandlung abbilden. Dies betrifft eine realistische Abschätzung von Energieaspekten und auch die Veränderung der Betriebsstabilität (Populationsgröße Nitrifikanten).

Vergleicht man die Nutzung von Simulationsmodellen zur Kapazitätsabschätzung mit Ansätzen aus der statischen Bemessung nach DWA-A131 ist festzustellen, dass viele Aspekte mit dem Formelwerk der DWA-A131 auch analysiert werden können. Bei Nutzung von Simulationsmodellen ist aber eine deutlich höhere Transparenz gegeben. Es ist weniger wahrscheinlich, dass Aspekte „vergessen“ werden.

Zusätzlich bietet die simulationsgestützte Analyse folgende Vorteile:

- Berücksichtigt der speziellen Anlagenperformance im Vergleich zu anderen gleichgroßen Anlagen: Durch die Erstellung des validierten Istzustand-Modells wird deutlich, ob die Anlage eher über- oder unterdurchschnittlich funktioniert. Die Analyse nach DWA-A 131 geht eher von durch oder sogar unterdurchschnittlich Anlagen aus, spezifische Vorteile der untersuchten Anlage können ohne Simulation nicht eingebracht werden.
- Zulauffraktionierung: Nach einer Modellvalidierung (insbesondere Schlammproduktion) liegen bessere Erkenntnisse zur CSB Fraktionierung vor, die bei der Analyse berücksichtigt werden können.
- Explizite Berücksichtigung der Zulaufdynamik: Mit der Methode Fall C kann bei gleicher Datenbasis die Zulaufdynamik abgeschätzt werden und bei der Kapazitätsanalyse berücksichtigt werden. Dies ist insbesondere bei der Einhaltung von Grenzwerten bezüglich von Konzentrationsspitzen

relevant. Spezielle Zulaufbedingungen (z.B. Regenereignisse, signifikanter Industrieinfluss) können in ihrer Dynamik explizit analysiert werden.

- Explizite Berücksichtigung der Anlagendynamik: Im Simulationsmodell werden explizit unterschiedliche Reaktorvarianten (Vollständig durchmischt, Plugflow, kleinere Volumen bei Membrananlagen etc.) betrachtet. Dies hat Auswirkungen auf mittlere und Spitzenablaufwerte.
- Sonderformen von Anlagen: Untypisch gebaute Anlagen (Einbeziehung von Altbestand, komplexen Anlagen- bzw. Verfahrenskonfigurationen, unterschiedlichen hydraulischen Gestaltungen (Kaskadierungen etc.)), können bei der simulationsgestützten Analyse berücksichtigt werden.
- Stabilisierung und Denitrifikation: Aktuelle Belebtschlammmodelle berücksichtigen variable Aktivitäten und Ertragsfaktoren abhängig vom Milieu. Die Auswirkung beispielsweise größerer Anteile anoxischer Zonen kann genauer abgebildet werden.
- Kombination mit anderen Verfahren: Besondere Betriebsweisen (z.B. Verfahrenskombinationen mit sessiler Biomasse), können berücksichtigt werden. Mit angepassten Belebtschlammmodellen ist z.B. auch die Analyse von zweistufigen Anlagen möglich.
- Ablaufanforderungen: Es können weitergehenden Anforderungen an Ablaufwerte betrachtet werden.
- Aspekte Ausrüstung: Die Details der maschinentechnischen Auslegung z.B. Belüftungsaggregate oder Verteilung der Belüftereinheiten am Beckenboden können bewertet werden.
- Aspekte MSR: Der Einfluss besonderer Regelungskonzepte (z.B. für den Sauerstoffeintrag), Ammoniumregelung, Schlammalterregelung können berücksichtigt werden.

Prozesswassermanagement: Es können quantitativen Auswirkungen von Maßnahmen zur Prozesswasserbehandlung bzw. Bewirtschaftung sowie zu mittleren und Spitzenkonzentrationen in verschiedenen Lastsituationen einschließlich Mischwassersituationen analysiert werden.

5 Zusammenfassung

Um mit Simulationsrechnungen die Kapazität existierender Kläranlagen abzuschätzen, müssen validierte Modelle des Istzustandes erstellt werden. Es wurde vorgestellt, dass sich die hierfür erforderlichen Daten in der Regel aus Betriebsdaten einer Anlage gewinnen lassen. Für die besonders anspruchsvolle Aufgabe Daten für einen dynamischen Kläranlagenzulauf zur Verfügung zu stellen wird für eine ausgewählte Messsituation (Fall C) eine leistungsfähige Methode präsentiert.

Das Vorgehen zur Quantifizierung von Kapazitätsreserven mit Hilfe einer dynamischen Simulation wurde im Detail diskutiert. Die Vorteile dieser Vorgehensweise wurden vorgestellt.

6 Literatur

- [Ahnert et al. 2014] Ahnert, M. Oppermann, J., Hurzlmeier, S., Barth, M., Gerard, I., Abel, T., Bernatzky, C., Marx, C., Kühn, V. (2014a). Das Forschungsprojekt „Zeiteffiziente Analyse von Kläranlagen“ (ZAK) – Von der Idee zum Produkt. Korrespondenz Abwasser, KA 2/2014, 124-130.
- [Ahnert et al. 2015] Ahnert, M.; Alex, J.; Dürrenmatt, D.J.; Langergraber, G.; Hobus, I.; Schmuck, S.; Spering, V.: Dynamische Simulation als Bestandteil einer Kläranlagenbemessung nach DWA-A 131. KA - Korrespondenz Abwasser Abfall 62(7):615-624, 2015
- [Alex et al. 2015] Alex, J.; Dürrenmatt, D.J.; Langergraber, G.; Hobus, I.; Spering, V.: Voraussetzungen für eine dynamische Simulation als Bestandteil einer Kläranlagenbemessung nach DWA-A 131. KA - Korrespondenz Abwasser, Abfall 62(5):436-446, 2015
- [Alex 2011] Alex, J. (2011). A simple three-layer clarifier model. Watermatex 2011, San Sebastian, Spain, Conference proceedings.
- [A131 2016] Arbeitsblatt DWA-A 131 - Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Hennef, 2016
- [ASM3 1999] Gujer, W., Henze, M., Mino, T., van Loosdrecht, M. (1999). Activated Sludge Model No. 3. Water Science and Technology, 39(1), 183-193.
- [Hauduc et al. 2009] Hauduc, H., Gillot, S., Rieger, L., Ohtsuki, T., Shaw, A., Takacs, I., Winkler, S. (2009), Activated sludge modelling in practice: an international survey, Water Science And Technology, 60, 1943-1951.
- [Langergraber et al. 2008] Langergraber, G., Alex, J., Weissenbacher, N., Woerner, D., Ahnert, M., Frehmann, T., Halft, N., Hobus, I., Plattes, M., Spering, V., Winkler, S. (2008). Generation of diurnal variation for influent data for dynamic simulation. Water Science and Technology 57(9), 1483-1486.
- [Alex et al. 2009] J. Alex, M. Hetschel, M. Ogurek: Simulation study with minimized additional data requirements to analyse control and operation of WWTP Dorsten, Water Science & Technology, 60.6/2009, IWA Publishing 2009

[Alex, Hetschel 2010] J. Alex, M. Hetschel: Analyse und Verbesserung des Kläranlagenbetriebs mit vereinfachter dynamischer Simulation. KA – Korrespondenz Abwasser, Abfall 57(6)- 2010

[SIMBA] ifak (2019): SIMBA#water 3.0 Benutzerhandbuch, Magdeburg, ifak e.V.

Korrespondenz an:

Dr.-Ing. Jens Alex

ifak - Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg
Werner-Heisenberg-Str. 1
39106 Magdeburg

+49 391 9901 469

jens.alex@ifak.eu

Konstruktive Maßnahmen zur Steigerung der Kapazität der biologischen Reinigungsstufe

Jörg Krampe, Joseph Tauber und Vanessa Parravicini

Technische Universität Wien

Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement

Abstract: Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über derzeit bekannte Verfahren zur Leistungssteigerung der Reinigungskapazität der biologischen Stufe von Belebungsanlagen. Betrachtet werden Verfahren, mit denen die Masse der suspendierten Biomasse im System erhöht werden kann, sowie Verfahren, die das Wachstum zusätzlicher sessiler Biomasse in Belebungsbecken ermöglichen. Soweit vorhanden werden Hinweise zur Dimensionierung gegeben, was aber für viele Systeme aufgrund ihrer Neuheit bzw. herstellerepezifischer Randbedingungen noch nicht möglich ist. Ergänzt werden die Ausführungen durch ggf. zusätzlich erforderliche Adaptionen an bestehender Anlagentechnik.

Key Words: Kapazitätserhöhung, Lamellenabscheider, Membranbelebung, IFAS-Verfahren, aerobe granuläre Schlämme, Kaskadendenitrifikation, Membranbelüftete Biofilme

1 Einleitung

Durch die Zunahme der Bevölkerung seit der Ausbauperiode zur Umsetzung der Abwasseremissionsverordnung aus dem Jahr 1996 kommt es bei einer zunehmenden Zahl von Kläranlagen zumindest phasenweise zu Kapazitätsengpässen. Da jedoch aufgrund gleichbleibender Anforderungen an die Ablaufqualität oftmals keine wesentlichen verfahrenstechnischen Änderungen erforderlich sind, gibt es einen großen Bedarf an Optimierungsmaßnahmen im Bestand. Entsprechende Maßnahmen zur Reduzierung der Zulaufmenge zur Biologie werden beispielsweise von Patziger (2020) vorgestellt oder sind in Form der Trübwasserbehandlung schon seit vielen Jahren gängige Praxis (Baumgartner et al., 2018).

Dieser Beitrag hat zum Ziel, verschiedene Möglichkeiten zur Steigerung der Reinigungsleistung der biologischen Stufe näher zu beleuchten, die keine größeren Umbaumaßnahmen erfordern. Die Eignung der jeweiligen Verfahren

und der erforderliche Adaptionsbedarf sind jedoch immer sehr stark vom Einzelfall abhängig, so dass im Rahmen dieses Übersichtbeitrags nur die grundsätzlichen Funktionsweisen und Potenziale dargelegt werden können.

Eine erhöhte Reinigungsleistung der biologischen Stufe lässt sich durch eine Steigerung der Masse der aktiven Biomasse im System erreichen. Die Steigerung der Biomasse kann entweder durch eine Anhebung der Konzentration der suspendierten Biomasse oder durch das zusätzliche Einbringen von sessiler Biomasse erfolgen. Auch reine Biofilmverfahren (z.B. Moving Bed Biofilm Reactor, MBBR) weisen eine höhere Biomassenkonzentration als konventionelle Belebungsanlagen auf, diese werden aber im Hinblick auf die Zielsetzung der Leistungssteigerung bestehender Belebungsanlagen nicht näher betrachtet.

2 Ansätze zur Steigerung des suspendierten Feststoffgehaltes im Belebungsbecken

2.1 Kaskadendenitrifikation

Bei der Kaskadendenitrifikation wird der Rücklaufschlamm an den Beginn einer Beckenkaskade geführt, der Zulauf wird dagegen zwischen einzelnen Kaskaden aufgeteilt. Dadurch ergibt sich in den ersten Kaskaden ein höherer Feststoffgehalt und nur in der letzten Kaskade herrscht die Feststoffkonzentration vor, die sich in einer konventionellen Belebung ohne Kaskadierung einstellen würde. Der im Mittel höhere Feststoffgehalt resultiert entweder in einem geringeren erforderlichen Beckenvolumen oder einer höheren Kapazität der Kläranlage bei gleichbleibendem Beckenvolumen. Mit einer dreistufigen Kaskade können auf diese Weise ca. 20% Kapazität gewonnen werden.

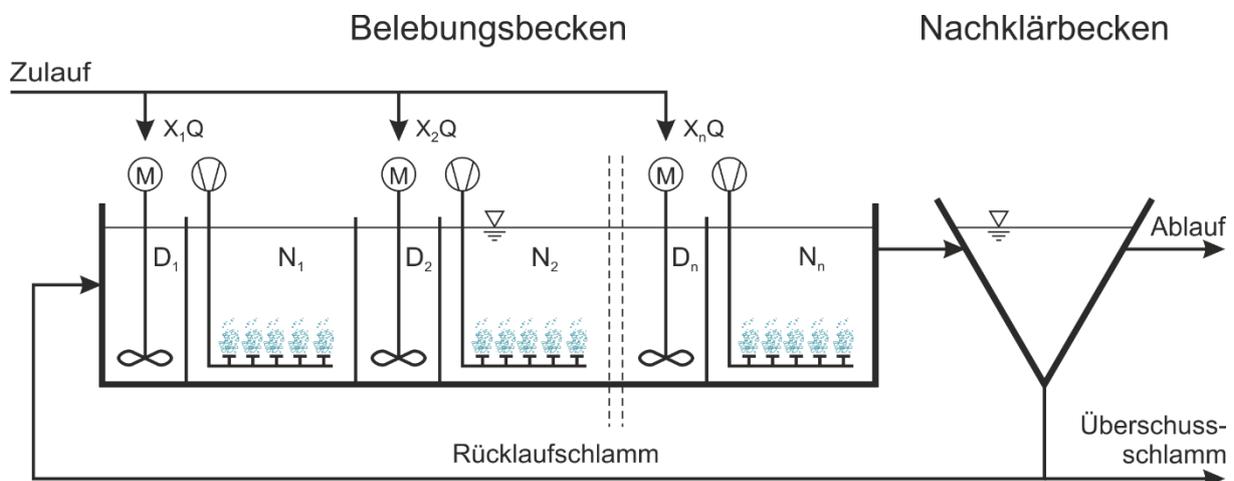


Abbildung 1: Prinzipschema einer Kaskadendenitrifikation

Die Anzahl der erforderlichen Kaskaden ergibt sich aus dem erforderlichen Grad der Stickstoffelimination nach folgendem Zusammenhang:

$$\eta_D = 1 - \frac{1}{n(1 + RV)}$$

Mit: η_D = Wirkungsgrad der Denitrifikation

RV = Rücklaufverhältnis

Wobei n der Anzahl der Kaskaden entspricht. Der Feststoffgehalt innerhalb der einzelnen Kaskaden lässt sich nach Bever et al. (1995) mit folgender Gleichung ermitteln:

$$TS_{BB,X} = \frac{RV * TS_{RS}}{RV + (X_1 + X_2 + \dots + X_n)}$$

Mit: $TS_{BB,X}$ = Trockensubstanzgehalt in der Kaskade X

TS_{RS} = Trockensubstanzgehalt im Rücklaufschlamm

X_1, X_n = Teilstromverhältnis bezogen auf Q

Der mittlere Trockensubstanzgehalt in Belebungsbecken mit Kaskaden-denitrifikation ($TS_{BB,Kask}$) errechnet sich dann aus dem gewichteten Mittel der Feststoffgehalte in den einzelnen Kaskaden. Als zusätzlicher positiver Nebeneffekt ist bei geeigneter Wahl der Kaskadenanzahl keine zusätzliche Nitratrückführung mittels interner Rezirkulation erforderlich, da das gebildete Nitrat in der jeweils nachfolgenden Kaskade mit dem Kohlenstoff des zugeführten Abwassers denitrifiziert wird (im Fall einer vorgeschalteten Denitrifikation).

In der Regel erfolgt die Aufteilung des Zulaufs gleichmäßig auf die einzelnen Kaskaden. Rosenwinkel et al. (2019) führen jedoch aus, dass dies in den hinteren Kaskaden zu einer deutlich höheren Schlammbelastung führt. Mittels dynamischer Simulation vergleichen die Autoren eine Variante mit gleichmäßiger Zulaufaufteilung ($Q_1=Q_2=Q_n$) mit einer Variante mit konstanter Schlammbelastung über eine unterschiedliche Zulaufverteilung ($Q_1>Q_2>Q_n$) und einer Variante mit konstanter Schlammbelastung über unterschiedliche Kaskadengrößen ($V_1>V_2>V_n$). Hierbei zeigt die Referenzvariante mit gleichmäßiger Zulaufaufteilung deutlich höhere Ammonium-Ablaufspitzen als die beiden Varianten mit ausgeglichener Schlammbelastung über die Kaskaden. Es empfiehlt sich daher unbedingt, eine Variabilität bei der Zulaufaufteilung in einer Kaskadendenitrifikation vorzusehen.

2.2 Lamellenabscheider im Belebungsbecken

Durch den Einsatz von Lamellenabscheidern im Belebungsbecken kann die Schlammvolumenbeschickung des Nachklärbeckens reduziert werden. Der belebte Schlamm wird dann teilweise schon im Belebungsbecken zurückgehalten und kann zur Schaffung zusätzlicher Kapazität der biologischen Stufe genutzt werden. Es muss allerdings sichergestellt werden, dass die sich unter den Lamellen anreichernden Feststoffe (Lamellenschlamm) effektiv in die Schlammsuspension zurückgemischt werden. Unter diesen Bedingungen ist es mit dem Verfahren möglich, die Schlammkonzentration bzw. das Schlammalter anzuheben oder die Nachklärung bei gleicher Schlammkonzentration im Belebungsbecken hinsichtlich der Schlammvolumenbeschickung zu entlasten.

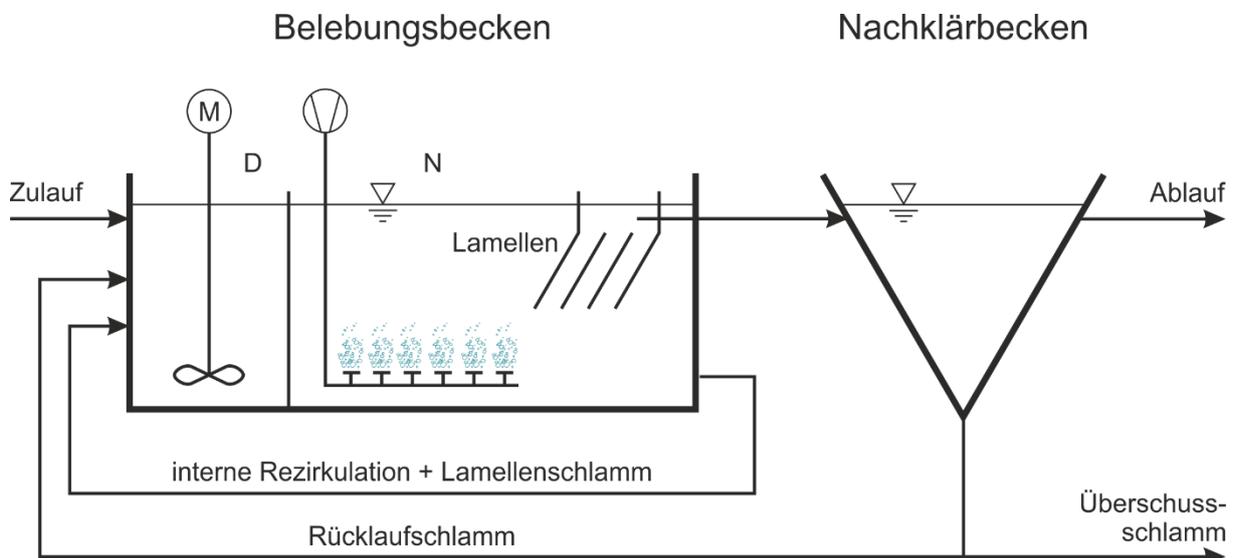


Abbildung 2: Prinzipschema zum Einsatz von Lamellenabscheidern im Belebungsbecken

Eine detaillierte Beschreibung der Technologie findet sich im ersten Arbeitsbericht einer DWA Arbeitsgruppe zu dieser Thematik (ATV-DVWK, 2003). Im zweiten Arbeitsbericht (DWA, 2007) werden weiterführende Ergebnisse aus realisierten Anlagen präsentiert und daraus Hinweise für den Betrieb abgeleitet. Laut DWA (2007) zeigen die Betriebsergebnisse großtechnischer Anlagen, dass eine Feststoffreduktion im Zulauf zur Nachklärung von $\Delta TS = 1,0 \text{ g TS/l}$ durch Lamellenabscheider erreicht werden kann. Als wesentliche Voraussetzung dafür wird die Einhaltung einer maximalen Flächenbeschickung der Lamellen von unter $1,2 \text{ m/h}$ gefordert. Weiterhin wird vor einer Absenkung der Feststoffkonzentration im Zulauf zur Nachklärung unter 1 g/l gewarnt, da in diesem Fall keine ausreichende Flockung in der Nachklärung sichergestellt werden kann.

Dazu wird die Installation einer Bypassleitung zur Umgehung der Lamellen empfohlen.

Die DWA-Arbeitsgruppe (DWA, 2007) sieht Lamellenabscheider im Belebungsbecken als anerkannte und betrieblich bestätigte Möglichkeit, den Feststoffgehalt zwischen Belebungsbecken und dem Zulauf zur Nachklärung sicher zu reduzieren und dadurch die Leistungsfähigkeit bestehender Kläranlagen mit vergleichsweise geringem bautechnischem Aufwand zu verbessern. Der betriebliche Mehraufwand wird als sehr gering eingeschätzt.

In Österreich wurden laut DWA (2007) beispielsweise 2002 die Kläranlage Zell am See und 1999 die Kläranlage Kötschach-Mauthen mit dieser Technologie ausgestattet. Beide Anlagen werden auch heute noch so betrieben (Partaj, 2020).

2.3 Aerob granulierter Schlamm

Aerob granuliert Schlämme sind durch eine höhere Partikelgröße und größere Sedimentationsgeschwindigkeiten als konventionelle Belebtschlammflocken charakterisiert. Einen guten Überblick über das Verfahren bieten Jahn et al. (2019). Aerob granuliert Schlämme sind deutlich kompakter als typische Schlammflocken und weisen oftmals eine starke Zonierung auf, so dass innerhalb der Granula eine simultane Nitrifikation und Denitrifikation erfolgen kann. Die Etablierung von aerob granulierten Schlämmen wird bisher meist mit einer Betriebsweise in schubweise beschickten Reaktoren (SBR) erreicht. Das bekannteste Verfahren hierzu das NEREDA-Verfahren. Jahn et al. (2019) konnten jedoch zeigen, dass eine Granulierung grundsätzlich auch in kontinuierlich durchflossenen Belebungsanlagen möglich ist, wenn auch in geringerem Umfang. Wesentlich für die Etablierung von aerob granulierten Schlämmen ist eine anaerobe Beschickungsphase und eine hohe Oberflächenbeschickung während des Klarwasserabzugs zur Auswaschung der schlecht absetzbaren Fraktion. Da die anaerobe Beschickung auch auf Phosphor akkumulierende Bakterien selektiert, weisen Anlagen mit aerob granulierter Biomasse oftmals ein hohes Maß an biologischer Phosphorelimination auf.

Verfahren wie der S::Select-Prozess oder das InDENSE-Verfahren erreichen die Selektion auf gut absetzbare granuliert Biomasse durch den Einsatz von Hydrozyklonen. Dabei wird die Biomasse mit geringer Dichte als Überschussschlamm abgezogen und Granula mit hoher Dichte werden in das Belebungsbecken zurückgeführt.

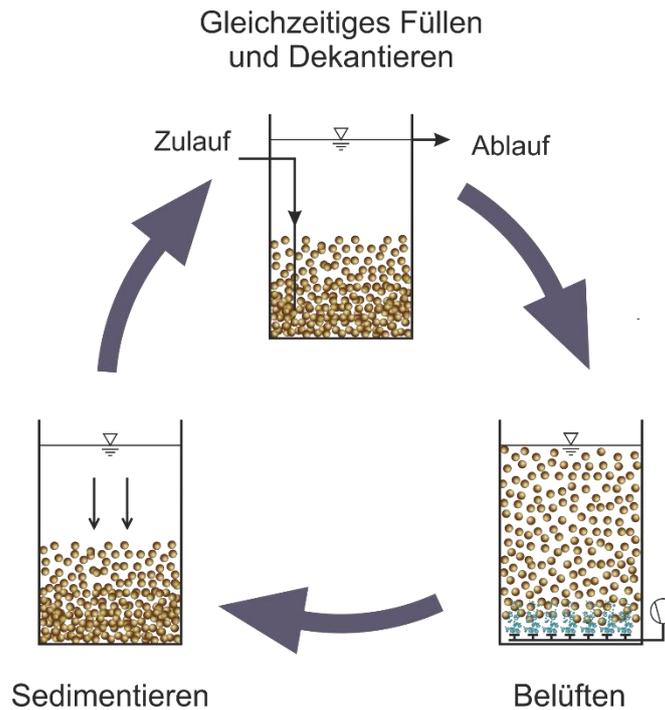


Abbildung 3: Beispielhafter Zyklusverlauf mit aerob granulierten Schlämmen nach dem NEREDA-Prinzip

Durch die kompakte Struktur und hohe Dichte der Granula werden deutlich höhere Trockensubstanzgehalte im Belebungsbecken erreicht. In der Literatur finden sich Angaben von erreichbaren Trockensubstanzgehalten im Bereich von 8 bis 10 g/l, wodurch die Kapazität der Anlage weiter gesteigert wird. Hinzu kommt, dass bei einer SBR-Betriebsweise die Sedimentationszeit durch die höhere Sinkgeschwindigkeit der Granula deutlich verkürzt wird. Aus der kürzeren Zykluszeit folgt eine weitere Kapazitätserhöhung der Anlagen. Von verschiedenen Autoren werden über 25% an Platzeinsparung für neue Belebungsanlagen mit aerob granulierten Schlämmen angegeben, womit im Gegenzug bei existierenden SBR-Anlagen eine Kapazitätssteigerung von mindestens 25% realisierbar scheint. Jahn et al. (2019b) konnten zeigen, dass unter günstigen Bedingungen auch in konventionell geplanten SBR-Anlagen eine Granulierung möglich ist.

Bisher gibt es in Österreich keine großtechnische Anlage, die gezielt auf die Etablierung aerob granulierter Schlämme ausgelegt wurde, und auch in Deutschland sind nach aktuellem Stand nur wenige Anlagen in Planung. Bei der von Jahn et al. (2019b) beschriebenen Anlage mit zufälliger Granulierung handelt es sich um die Kläranlage Wolkersdorf in Niederösterreich.

2.4 Membranbelebungsverfahren

Beim Membranbelebungs- oder auch Membran-Bioreaktor-Verfahren erfolgt die Abtrennung des belebten Schlammes mit Hilfe von Mikro- oder Ultrafiltrationsmembranen anstelle der Nachklärung. Da dadurch der limitierende Faktor für die erreichbare Trockensubstanzkonzentration in der Belebung entfällt, können deutlich höhere Feststoffgehalte in der Biologie eingestellt und somit zusätzliche Kapazität geschaffen werden. Die Grundlagen der Membrantechnik in der kommunalen Abwasserreinigung sind bei Krampe (2017) zusammengefasst.

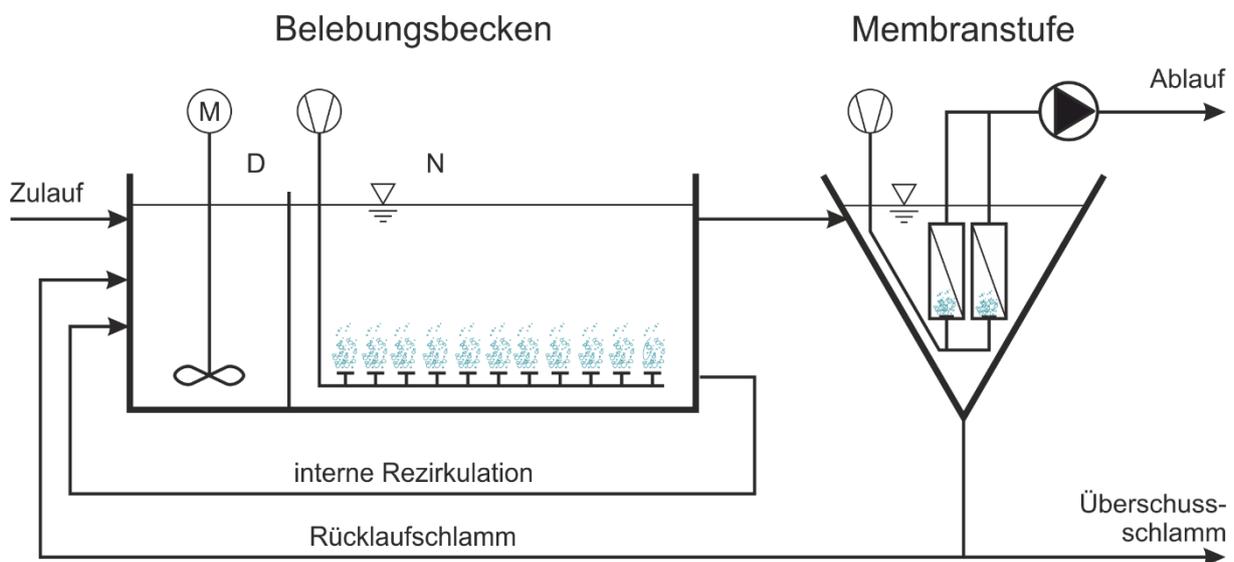


Abbildung 4: Prinzipschema zum Membranbelebungsverfahren

Trotz des Freiheitsgrades bei der Festlegung der Trockensubstanz im Belebungsbecken werden in der Regel heute 8 bis 12 g TS /l für die Auslegung gewählt. Bei höheren Feststoffgehalten kommt es zu einer sehr starken Verschlechterung des Sauerstoffeintrags und einer Abnahme der Filtrationsleistung. Weiterführende Hinweise zur Planung und Auslegung von Membranbelebungsanlagen finden sich im DWA-M 227 (2014). Dort ist auch ein Kapitel der Ertüchtigung bestehender Kläranlagen mit dem MBR-Verfahren gewidmet. Dabei werden grundsätzlich zwei Möglichkeiten unterschieden:

- Umwandlung einer konventionellen Belebungsanlage zu einer reinen MBR-Anlage (siehe Abbildung 4)
- Ergänzung einer konventionellen Belebungsanlage durch eine teilweise MBR-Anlage (Membran-Hybridverfahren).

Bei der Umwandlung zu einer reinen Membranbiologie kann die Membranstufe in existierenden Becken (Belebung oder Nachklärung) oder in separaten Membranbecken erfolgen.

Bei einer Kapazitätserweiterung mittels Membranbelebungsverfahren ist unbedingt zu beachten, dass durch den Einsatz der Membranen auch weitergehende Anforderungen an die mechanische Abwasserreinigung zu stellen sind. Zudem sind erhebliche Maßnahmen bei der maschinentechnischen Ausrüstung erforderlich (zusätzliche Gebläse für die Membran-cross-flow-Belüftung, Permeatpumpen, Anlagentechnik zur chemischen Reinigung der Membranen etc.), so dass insgesamt von einem hohen Aufwand zur Umrüstung und einer Erhöhung der Betriebskosten ausgegangen werden muss, der nur bei beengten Platzverhältnissen oder besonderen Anforderungen an die Ablaufqualität wirtschaftlich darstellbar ist. Umsetzungen einer Kläranlagenertüchtigung mittels MBR-Verfahren sind im kommunalen Bereich in Österreich bisher nicht realisiert.

3 Einbringung zusätzlicher Biofilme

3.1 IFAS-Verfahren

Beim IFAS-Verfahren (Integrated Fixed Film Activated Sludge-Verfahren) erfolgt die Kapazitätssteigerung durch das Einbringen zusätzlicher Biofilm-Aufwuchskörper in das Belebungsbecken. Dadurch entsteht eine Kombination aus Belebtschlamm- und Biofilmverfahren, in der sich naturgemäß unterschiedliche Schlammalter für die suspendierte und die sessile Biomasse ergeben. So ist es beispielsweise möglich, die Kohlenstoffelimination und Denitrifikation bei Schlammaltern unter acht Tagen im Belebtschlamm zu realisieren und trotzdem eine Nitrifikation über den getauchten Biofilm zu erreichen.

Am Markt gibt es eine Vielzahl an Herstellern von Aufwuchsmaterialien, deren Systeme sich jedoch grundsätzlich in folgende Kategorien einordnen lassen:

- Getauchte Festbetten (z.B. ENEXIO 2H BIOdek oder Jäger Cleartec), siehe Abbildung 5
- Schwebekörperverfahren (z.B. AnoxKaldnes Hybas oder Strabag Linpor), siehe Abbildung 6.

Beide Verfahrensweisen haben sehr unterschiedliche Anforderungen an die Umgestaltung der Belebungsbecken und die Vorbehandlung. So weisen die getauchten Festbetten eine gewisse Verstopfungsneigung auf, wodurch

herstellerabhängig ggf. Maßnahmen bei der mechanischen Vorbehandlung erforderlich werden. Bei den Schwebekörperverfahren ist dagegen ein Rückhalt der Materialien (z.B. durch Siebe) und eine Rückmischung in das Belebungsbecken konstruktiv sicherzustellen. Um die Rückmischung zu erzielen werden oftmals höhere Belüftungsintensitäten erforderlich, die mit höheren Sauerstoffkonzentrationen in der Belebung einhergehen und dadurch teilweise auch zu betrieblichen Problemen führen können. Je nach gewähltem Aufwuchsmaterial kann auch eine besondere Behandlung der Betonoberflächen zum Schutz vor Abrasion erforderlich sein.

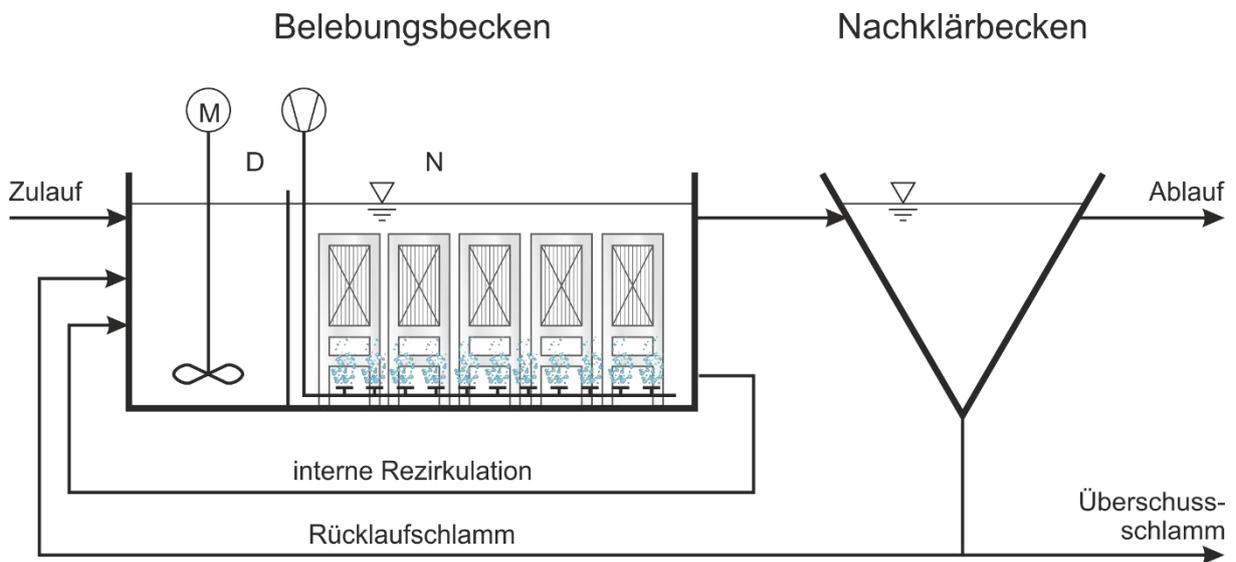


Abbildung 5: Prinzipschema des IFAS-Verfahrens mit getauchten Festbetten

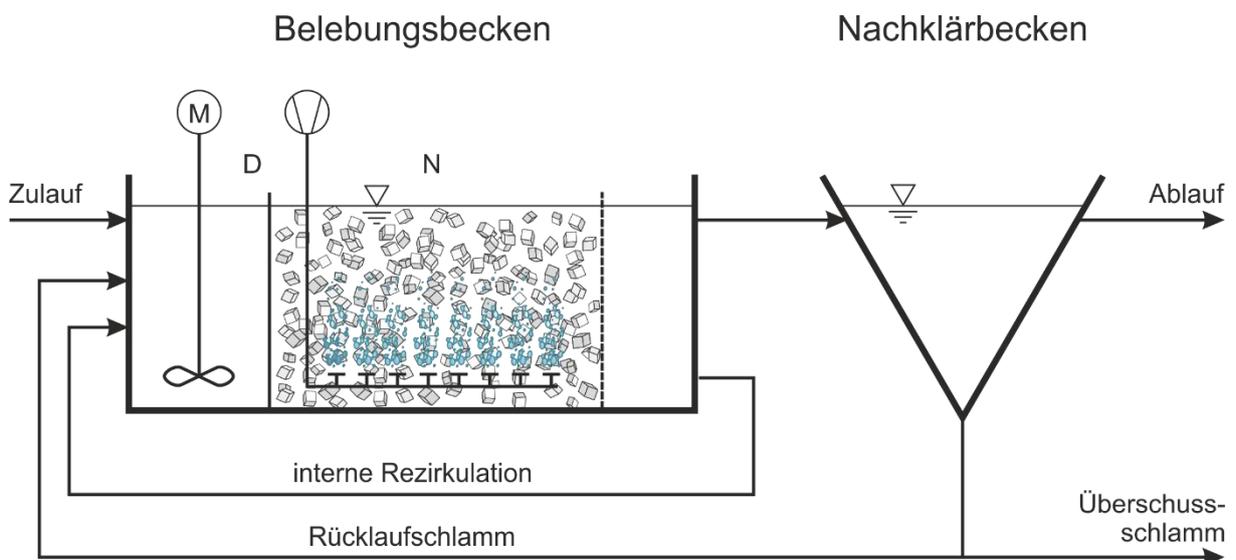


Abbildung 6: Prinzipschema des IFAS-Verfahrens mit Schwebekörpern

Zur Kapazitätssteigerung durch den Einsatz der IFAS-Technologie gibt es nur wenig unabhängige Untersuchungen, die großteils auch nicht auf die mitteleuropäischen Klimabedingungen zu übertragen sind. Die Hersteller geben anhand eigener Erfahrungen Leistungssteigerungen von 20 bis 100% an. Derzeit arbeitet die DWA-AG-KA 6.3 "Biofilmverfahren" an der Erstellung eines ersten Arbeitsberichtes mit Betriebserfahrungen dieser Technologien. In Österreich werden z.B. die Kläranlage Braunau am Inn und Hinterstoder als IFAS-Verfahren mit Linpor Aufwuchsmaterial betrieben.

3.2 Membranbelüftete Biofilme (MABR)

Membranbelüftete Biofilme für die Abwasserreinigung erfahren seit etwa zehn Jahren eine intensive Entwicklung. Bei diesem Verfahren dient eine gaspermeable Membran als Trägermaterial für den Biofilm. Die Membran wird von innen mit Sauerstoff beschickt, welcher dann durch die Membran permeiert und den Biofilm von innen mit Sauerstoff versorgt. Die Biofilme von MABR-Anlagen sind daher grundsätzlich anders aufgebaut als bei konventionellen Biofilmverfahren. Durch die spezielle Betriebsweise ist es auch möglich, aerobe Biofilme in anoxischen Zonen zu betreiben und somit die Nitrifikationskapazität einer bestehenden Kläranlage durch entsprechende Einbauten in der Denitrifikationszone zu erhöhen (Baumgarten, 2018). Ein entsprechendes Anlagenschema zur Kapazitätssteigerung bestehender Kläranlagen ist in Abbildung 7 dargestellt.

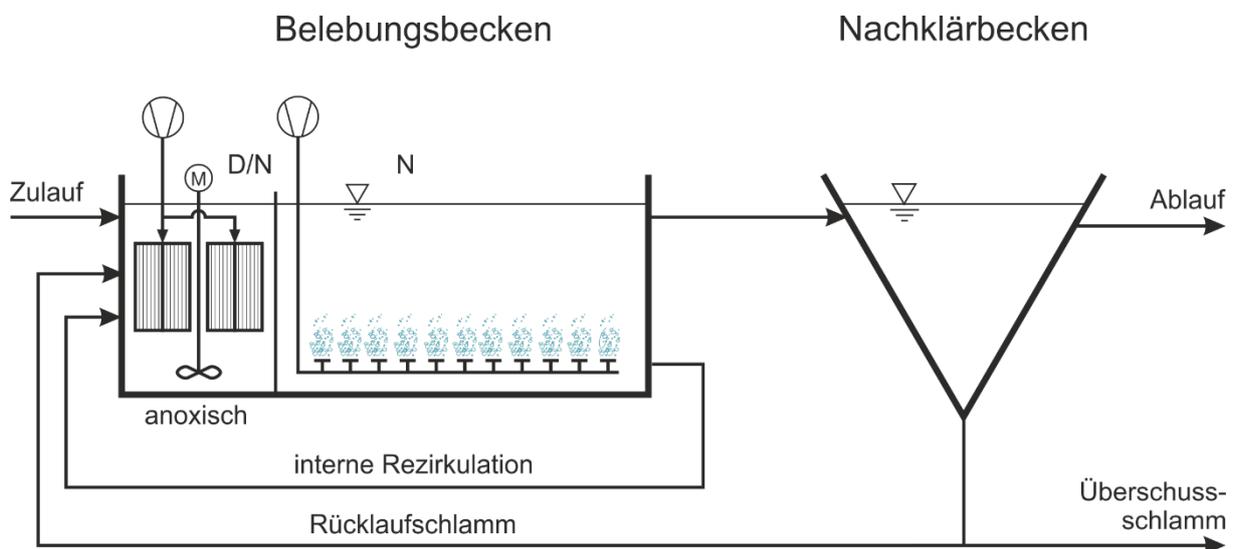


Abbildung 7: Prinzipschema zur Nachrüstung eines membranbelüfteten Biofilms in bestehenden Kläranlagen

Die Hersteller geben bisher eine mögliche Leistungssteigerung bzgl. der Reinigungskapazität von 45 bis 50% an. Zudem wird eine Reduzierung des Energieverbrauchs für die Belüftung von etwa 30 bis 40% genannt. Diese wird darauf zurückgeführt, dass durch die Membranen ein sehr effizienter Stoffübergang erzielt wird und insgesamt ein geringerer Druckverlust vorliegt, da die Belüftung durch die Membranen nicht gegen den Druck der Wassersäule arbeiten muss. Zu berücksichtigen ist jedoch, dass diese Systeme ähnlich wie die Membranbelebungsanlagen eine hohe Verstopfungsneigung aufweisen und dadurch die gleichen Anforderungen an die mechanische Vorbehandlung wie bei Membranbelebungsanlagen zu stellen sind. Dies erfordert im Einzelfall erhebliche zusätzliche Investitionen.

Am Markt erhältliche Systeme sind z.B. OxyMem oder Suez ZeeLung. Beide Hersteller haben schon einige internationale Referenzen für den Hauptstrom, bisher jedoch nicht im deutschsprachigen Raum. Besonders hohe Nitrifikationsraten konnten durch den Einsatz membranbelüfteter Biofilme in der Trübwasserbehandlung erreicht werden (Parravicini et al., 2018), eine erste Umsetzung erfolgt derzeit auf der Kläranlage Köln-Weiden in Deutschland. Auch für diese Technologie plant die DWA-AG-KA 6.3 "Biofilmverfahren" eine Betrachtung im oben erwähnten Arbeitsbericht.

4 Zusammenfassung

Die vorgestellten Verfahren zur Kapazitätssteigerung bestehender Kläranlagen basieren entweder auf einem Ansatz zur Steigerung des suspendierten Feststoffgehaltes in der biologischen Stufe oder der Schaffung von Aufwuchsflächen für ergänzende Biofilme. Die meisten Betriebserfahrungen liegen derzeit für Verfahren zur Steigerung der Masse der suspendierten Biomasse vor, insbesondere für die Kaskadendenitrifikation, den Einsatz von Lamellenabscheidern und das Membranbelebungsverfahren. Für diese Verfahren gibt es bereits DWA Merkblätter und Arbeitsberichte, die eine gesicherte Bemessung ermöglichen. Eine Ausnahme in dieser Gruppe bilden die aerob granulierten Schlämme, hier liegt das Know-how derzeit im Wesentlichen bei den jeweiligen Lizenzgebern.

Obwohl es international weit verbreitet sind, liegen zum IFAS-Verfahren in Österreich und Deutschland nur vereinzelt Betriebserfahrungen vor. Dies führt dazu, dass bisher wenige unabhängigen Bemessungshinweise verfügbar sind. Durch die vergleichsweise große Anzahl an Herstellern am Markt sollte aber eine Ausschreibung dieses Verfahrens mit genügend Bietern und somit auch ein

Verfahrensvergleich möglich sein. Schwieriger ist die Auslegung und Ausschreibung von Anlagen mit membranbelüfteten Biofilmen, da hier nur zwei große Anbieter existieren und auch die Anzahl der internationalen Referenzen stark eingeschränkt ist. Die DWA hat sich jedoch der Problematik zur Auslegung von IFAS- und MABR-Verfahren angenommen und erarbeitet derzeit einen Arbeitsbericht zu diesen Themen.

Neben der Verfügbarkeit von Bemessungshinweisen unterscheiden sich alle Verfahren sehr stark in den Anforderungen an die ergänzende Anlagentechnik. Einige der Verfahren erfordern beispielsweise Adaptionen der mechanischen Vorbehandlung, um Verblockungen und Verzopfungen zu vermeiden. Solche zusätzlichen Maßnahmen sind schon in der Konzeptphase zu berücksichtigen und können die Wirtschaftlichkeit maßgeblich beeinflussen. Es ist zu erwarten, dass in Zukunft verstärkt einige der oben genannten Verfahren zur Schaffung zusätzlicher Kapazitäten auf Kläranlagen zum Einsatz kommen werden.

5 Literatur

- ATV-DVWK (2003), Einsatz von Lamellenabscheidern in Belebungsbecken. Arbeitsbericht der ATV-DVWK-Arbeitsgruppe KA-6.5. Korrespondenz Abwasser, 2003 (50), Nr. 1, S. 82 – 88
- Baumgarten, S. (2018), Anwendung membranbelüfteter Biofilme im Hauptstrom, Vortrag auf dem Februarseminar 2018 (ohne Textbeitrag)
- Baumgartner, T., Svardal, K., Parravicini, V., Krampe, J. (2018), Vergleich von Verfahren zur Trübwasserbehandlung, Wiener Mitteilungen, Band 247, S. 271 - 288, 2018, ISBN 978-3-85234-142-2
- Bever, J., Stein, A., Teichmann, H. (1995), Weitergehende Abwasserreinigung, 3. Auflage, R. Oldenbourg Verlag München Wien, 1995, ISBN 3-486-26279-3
- DWA (2007), DWA-Arbeitsbericht: Lamellenabscheider in Belebungsbecken, Zweiter Arbeitsbericht der DWA-Arbeitsgruppe KA 6.5, DWA, Hennef, 2007
- DWA (2014), Merkblatt DWA-M 227, Membran-Bioreaktor-Verfahren (MBR-Verfahren), DWA, Hennef, ISBN 978-3-944328-85-0
- Jahn, L., Svardal, K., Krampe, J. (2019), Comparison of aerobic granulation in SBR and continuous-flow plants, Journal of Environmental Management, 231, S. 953-961, doi: 10.1016/j.jenvman.2018.10.101
- Jahn, L., Svardal, K., Krampe, J. (2019b), Accidental aerobic granules – data evaluation of a full-scale sbr plant, Desalination and Water Treatment, 164, S. 11 - 17, doi: 10.5004/dwt.2019.24366
- Krampe, J. (2017), Grundlagen der Membrantechnik, Wiener Mitteilungen, Band 243, S. 115 - 130, 2017, ISBN 978-3-85234-138-5
- Parravicini, V., Svardal, K., Krampe, J. (2018), Anwendung membranbelüfteter Biofilme zur Trübwasserbehandlung, Wiener Mitteilungen, Band 247, S. 253 - 270, 2018, ISBN 978-3-85234-142-2

Partaj, T. (2020), persönliche Mitteilungen, Technikgruppe Wasser / Abwasser, EVN
WärmeKraftwerke GmbH

Patziger, M. (2020), Chemisch unterstützte Fällung, Wiener Mitteilungen, Band 252,
S. 113 - 128, 2020, ISBN 978-3-85234-147-7

Rosenwinkel, K.-H., Beier, M., Kabisch, N.-K., Köster, S. (2019), Erkenntnisse aus der
Bemessung von Belebungsanlagen nach dem Arbeitsblatt A 131, 9. Kitzbüheler
Wassersymposium, 6. u. 7. November 2019, Kitzbühel

Korrespondenz an:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jörg Krampe

Technische Universität Wien

Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement

Karlsplatz 13/2261

1040 Wien

Tel.: +43 1 58801-22630

Email: jkrampe@iwag.tuwien.ac.at

Klärschlammintegration

Norbert Dichtl

Einleitung

Aufgabe der Schlammbehandlung war und ist es, die bei der Abwasserreinigung anfallenden Schlämme derart vorzubereiten, dass sie schadlos, d. h. ohne negativen gesamtökologischen Einfluss, beseitigt werden können. Klärschlamm stellt die Senke aller Stoffe, damit auch bedenklicher Stoffe, die im Abwasser enthalten sein können, dar [1]. Klärschlämme können nicht vernichtet, sondern nur im Rahmen allgemein gültiger naturwissenschaftlicher Grenzen beseitigt werden. Hieraus folgt, dass der Verbleib in der Umwelt, in welcher Form auch immer, unerlässlich ist. Daher stehen prinzipiell zur Beseitigung nur zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

- die Ausschleusung aus dem Stoffkreislauf
- die Rückführung in den Stoffkreislauf.

Für die Klärschlammbehandlung und -beseitigung gilt es daher, heute und in Zukunft, folgende Kriterien zu berücksichtigen:

- Verfahrensweisen konform den neuen rechtlichen Regelungen
- Verfahrensketten mit maximaler, möglichst redundanter Entsorgungssicherheit
- kostenminimierte Verfahren

Wenn das direkte Recycling der im Klärschlamm enthaltenen Wertstoffe und Nährstoffe durch eine landwirtschaftliche oder landbauliche Nutzung letztlich nicht mehr möglich sein wird, ist über das Etablieren von Verfahrenstechniken zur Wertstoffrückgewinnung nachzudenken. Oftmals sind diese Verfahren an eine Klärschlammintegration gebunden, um die in den Zellen enthaltenen Nährstoffe freizusetzen. Darüber hinaus gehören Klärschlammintegrationsverfahren aber vor allem zu den Strategien, die zu entsorgenden Schlammengen zu minimieren.

Letztlich wird sich die Klärschlammbehandlung und -entsorgung aufwendiger und kostenintensiver darstellen als bisher.

Strategien zur Klärschlammminimierung / Desintegrationsverfahren

Die radikalste Möglichkeit zur verfahrenstechnischen Minimierung der zu entsorgenden Feststoffmassen stellt ohne Zweifel die Verbrennung aller anfallenden Schlämme dar. Die Technik, um Klärschlämme nach ihrer Entwässerung und einer gegebenenfalls erforderlichen Trocknung sachgerecht und verantwortungsbewusst thermisch aufzuoxidieren, steht in der Bundesrepublik Deutschland unter Beachtung der Emissionsgrenzwerte der 17. BImSchV zur Verfügung. Trotzdem kann diese Art der Behandlung nur als Ultima Ratio verstanden werden, wenn entweder kritische Schlamminhaltsstoffe eine weitere Nutzung verbieten oder in vertretbarer Umgebung andere Entsorgungswege, im Sinne eines Recyclings nicht vorhanden sind.

Die biologische Stabilisierung von Klärschlämmen ist seit Jahrzehnten allgemein anerkannte Regel der Technik. Während für kleine Kläranlagen die aerobe Stabilisierung vorteilhafter sein kann, hat sich für mittlere und große Kläranlagen die anaerobe Variante des Verfahrens, die Schlammfäulung, nahezu flächendeckend durchgesetzt. Es ist bekannt, dass bei dieser Technik ca. 50% der organischen Schlamminhaltsstoffe in Biogas und Wasser überführt werden, so dass dieser Verfahrensschritt zu einer Schlammmassenreduktion - normale Rohschlammzusammensetzung vorausgesetzt - von ca. 1/3 führt. Die Reduktion der Schlamm-trockenmasse ist jedoch bei diesem Verfahrensschritt nur ein Prozessziel, das in der Regel gleichwertig mit anderen Prozesszielen (Erzeugung eines stabilen Endproduktes, das die Umwelt geringstmöglich beeinflusst, Biogasgewinnung, Verbesserung der Entwässerbarkeit) verfolgt wird. Zunehmend werden jedoch in den letzten Jahren Anstrengungen unternommen, im Bereich der Schlammbehandlung gezielt zu einer Verminderung der Schlamm-mengen zu gelangen. Hier sind vor allem Ansätze in folgenden Bereichen zu sehen:

- Optimierung der klassischen Schlammfäulung durch mehrstufigen z.T. thermophilen Betrieb
- Desintegration von Klärschlamm mit Hilfe unterschiedlicher technischer Einrichtungen
- Enzymatische Vorbehandlung
- chemische und/oder thermische Behandlung, bzw. Hydrolyse

Für alle Ansätze gilt gleichermaßen das Ziel, die letztendlich zu entsorgenden Schlamm-trockenmassen zu minimieren, um sowohl ökologische als auch ökonomische Nachteile durch diese Erfordernisse zu vermeiden oder zu minimieren.

Beispielhaft ist in Abb. 1 die mögliche Einbindung einer Einrichtung zur Klärschlamm-desintegration dargestellt.

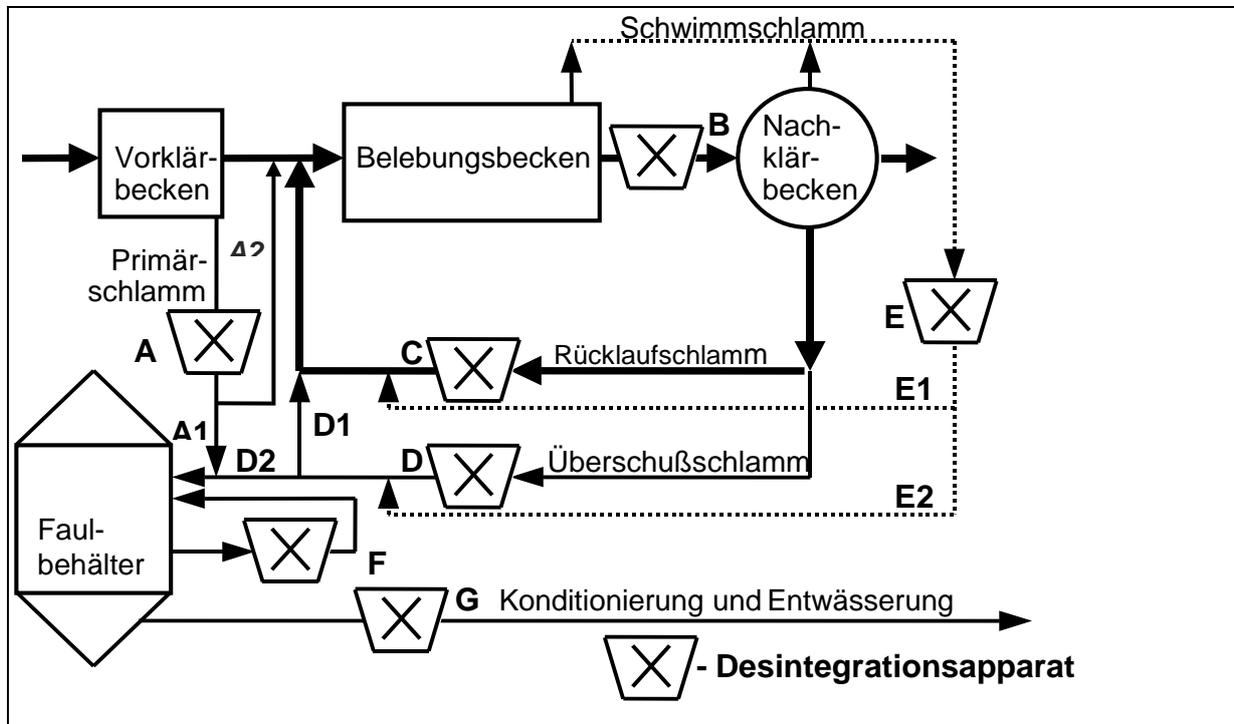


Abbildung 1: Einbindung einer technischen Einrichtung zur Desintegration von Überschussschlamm in die Verfahrenstechnik der Schlammbehandlung [2]

Die in Bild 1 dargestellte Verfahrenstechnik ist sowohl mit mechanisch wirksamen Maschinen, mit Ultraschallapparaten oder mit Hilfe von chemischer oder thermischer Beeinflussung denkbar. Gleichmaßen ist es Ziel der Schlammbeeinflussung, das Zellmaterial des Überschussschlammes einem weitergehenden biologischen Abbau zugänglich zu machen, respektive die Feststoffe möglichst weit zu verflüssigen.

Auch wenn in den letzten Jahren hier vielfältige Forschungsaktivitäten gerade in der Bundesrepublik Deutschland stattgefunden haben, sind bisher nur sehr wenige Anlagen großtechnisch mit Teilstufen zur Klärschlamm-desintegration ausgerüstet worden. Die gewonnenen Erfahrungen lassen sich wie folgt knapp zusammenfassen:

- Der Desintegrationserfolg ist oftmals, aber nicht immer, proportional zur eingesetzten Energie
- Bei vertretbaren Aufschlussgraden bzw. dem damit verbundenen Energieeinsatz, kann ein Gasmehrertrag von 10 bis 20% je nach Randbedingungen erwartet werden. Gleiches gilt in etwa für die Minderung der Schlammfeststoffmasse in Bezug auf deren organischen Anteil.

- Selbst bei optimaler Desintegration ist eine gänzliche Vermeidung von zu entsorgendem Klärschlamm unmöglich, da zumindest die anorganischen Bestandteile bleiben müssen. In aller Regel wird es nicht gelingen, die organischen Inhaltsstoffe des Schlammes so weit zu minimieren, dass die Qualitätskriterien der TA Siedlungsabfall zur Lagerung der Reststoffe auf Deponien eingehalten werden können.
- Verfahrenstechnisch muss in jedem Fall berücksichtigt werden, dass durch einen weitergehenden Abbau der organischen Schlamminhaltsstoffe nicht nur die CSB Rückbelastung aus der Schlammbehandlung für die Kläranlage steigt, sondern dass vor allem auch die inerten Anteile des CSB in der Rückbelastung, ebenso wie Stickstoff und Phosphor zunehmen, was auch bei der kostenmäßigen Bewertung Berücksichtigung finden muss.
- Mechanische Desintegrationsverfahren haben sich in der Praxis nicht durchgesetzt. Lediglich die Ultraschalldesintegration, chemische Verfahren sowie die thermische Behandlung kommen zum Einsatz.
- Während zu Beginn der Anwendung von Desintegrationsverfahren, vor allem der Faulgasmehrertrag d.h. die Energiebilanz im Vordergrund stand, hat sich gezeigt, dass insbesondere bei der thermischen Desintegration die Verbesserung des Entwässerungsverhaltens für den Anlagenbetreiber finanzielle Vorteile mit sich bringt.

Zu dem Themenschwerpunkt Klärschlamm-desintegration hat die DWA Arbeitsgruppe AK-1.6 das Merkblatt M-302 „Klärschlamm-desintegration“ [3] erarbeitet, aus dem im Folgenden einige Ergebnisse vorgestellt werden. Abb.2 gibt eine Übersicht über die Verfahren der thermischen, chemischen und biologischen Desintegration.

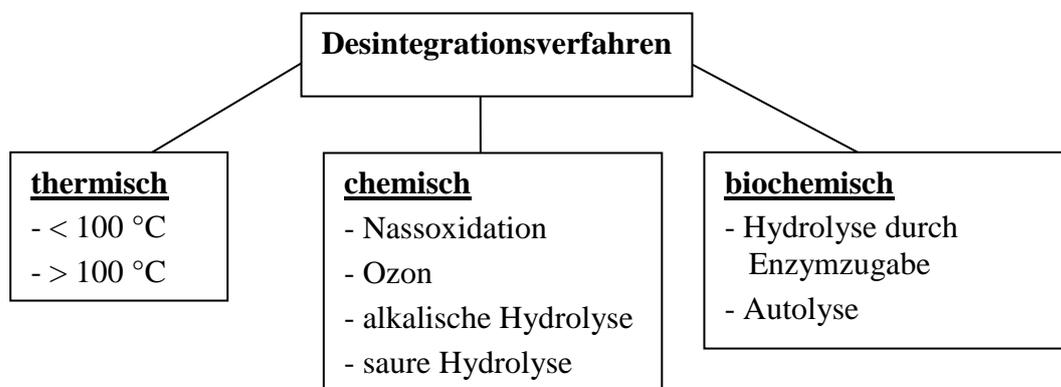


Abbildung 2: Übersicht über die Verfahren der thermischen, chemischen und biologischen Desintegration [3]

Thermische Desintegrationsverfahren

Die thermischen Verfahren unterscheiden sich in ihren Betriebsparametern und in der Bauausführung. Bei Temperaturen unter 100°C kann die Desintegration unter Normaldruck erfolgen, bei höheren Temperaturen sind Druckbehälter erforderlich. Die Erhitzung des Schlammes erfolgt über direkten Kontakt in Wärmetauschern oder - um Betriebsprobleme an den wärmetauschenden Flächen (Korrosion, Anbackung) zu vermeiden - alternativ durch die Injektion von Heißdampf (Abb.3). Oft wird die thermische Desintegration unter zusätzlicher Verwendung von chemischen Reagenzien durchgeführt.

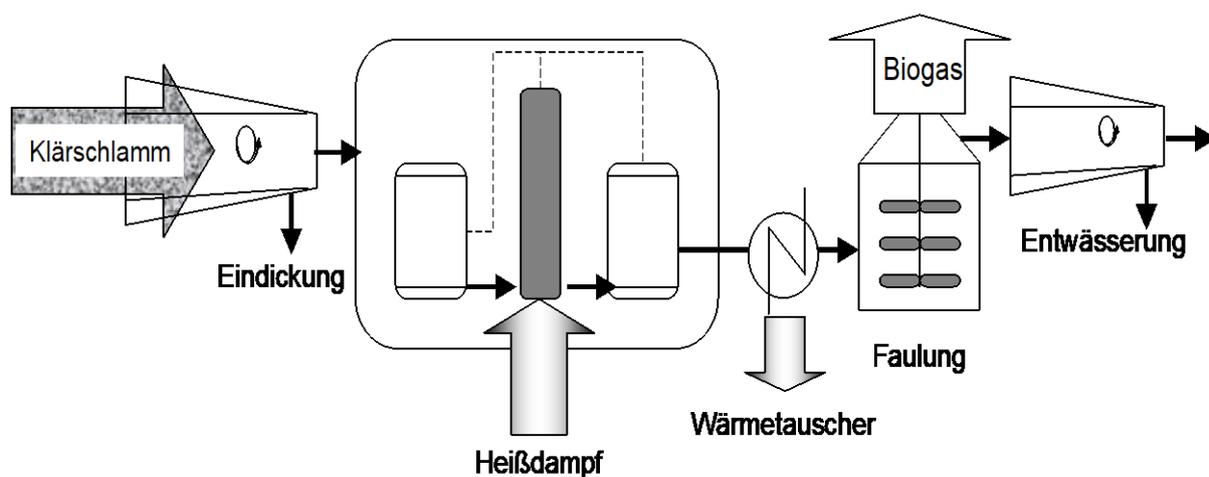


Abb. 3: Exemplarisches Verfahrensprinzip der thermischen Desintegration [4]

Thermische Verfahren < 100 °C

Die niederthermische Behandlung von kommunalem Überschussschlamm vor der Faulung wurde von Hiroka et al. [5] bei 60 bis 100°C untersucht. Im Labor wurde aufgeschlossener Schlamm bei Aufenthaltszeiten zwischen 7 und 40 Tagen ausgefault. In allen Fällen führte die thermische Vorbehandlung zu einem gesteigerten oTR-Abbau, sowie zu höherem Biogasanfall. Daraufhin wurde die Desintegration in einer 20 m³ Pilotanlage bei 60°C für 120 min durchgeführt. Aufgrund der Vorbehandlung konnte die Gasausbeute im Faulbehälter, der bei 35°C und 20 Tagen Aufenthaltszeit betrieben wurde, um rund 50% gegenüber einem 30 Liter Kontrollreaktor gesteigert werden.

Auch als Maßnahme zur Schaumbekämpfung in Faulbehältern eignet sich die thermische Vorbehandlung des Schlammes. Bereits ein Erhitzen auf 70°C für 5 min verringerte das Schaumbildungspotenzial [6]. In Laboruntersuchungen wurde für thermisch vorbehandelten Blähschlamm eine Schaumhöhe von 2 cm

gegenüber 33 cm bei unbehandeltem Blähschlamm festgestellt. Die Erhitzung bewirkte ein Aufbrechen der Fadenstruktur von *Microthrix parvicella* durch die Zerstörung der Zellwände, die dabei ihre hydrophoben Eigenschaften verloren.

Thermische Verfahren > 100 °C

Die Thermo-Druck-Hydrolyse wurde bereits um 1940 zur Schlammkonditionierung entwickelt (Porteus-Verfahren). Ziel der Behandlung bei Temperaturen zwischen 180-220°C war das Freisetzen von Zellinnenwasser. Die stark mineralischen partikulären Rückstände lassen sich deutlich besser entwässern als der unbehandelte Schlamm. Bei diesen Temperaturen entstehen aber schwer abbaubare Verbindungen, die die Ablaufqualität verschlechtern. Da die bis 1990 errichteten Anlagen zusätzlich Geruchsprobleme verursachten, wurden sie wieder außer Betrieb genommen. Aufgrund verbesserter Verfahrenstechniken steigt derzeit das Interesse an der thermischen Desintegration erneut.

Die thermische Behandlung führt im häufig untersuchten Temperaturbereich bis ca. 220°C mit zunehmender Temperatur zu zunehmender Desintegration. Für Überschussschlamm wurden die besten Aufschlussgrade von 45% ($CSB_{\text{gelöst}}/CSB_{\text{gesamt}}$) bei 175°C für 30 - 60 min erzielt [7]. Höhere Temperaturen führen zu einem weiteren Anstieg des gelösten CSB, verringern aber aufgrund der Entstehung schwer abbaubarer org. N-Verbindungen die spezifische Biogasbildung [8]. Die Faulgasentwicklung konnte bei Schlämmen aus hochbelasteten Belebungsanlagen und bei Primärschlämmen lediglich um 20% gesteigert werden, dagegen bis zu 270% bei Faulschlämmen [9]. Dies lässt sich auf den hohen Anteil intrazellulärer Substanz am abbaubaren Material bei stabilisierten Schlämmen zurückführen. In Laborversuchen wurde nach der Desintegration bei 175°C für 60 min die Biogasproduktion bei Verweilzeiten von 5 - 10 Tagen im Vergleich zum Kontrollansatz verdoppelt.

Dohanyos et al. [9] zeigten in Laborversuchen, dass desintegrierter Faulschlamm, der zur Animpfung verwendet wird, die Ausfaltung von Rohschlamm steigern kann. Die Autoren erklären diesen Effekt mit der Freisetzung intrazellulärer hydrolytischer Enzyme. Bei kurzzeitiger Erhitzung mittels Heißdampfs für 60 sec auf 130 - 170°C wurde ein Aufschlussgrad von 20 - 40% ($CSB_{\text{gelöst}}/CSB_{\text{gesamt}}$) erzielt. Für die Ausfaltung von Rohschlamm wurden 10% des Faulschlamm-Lysats und 90% unbehandelter Faulschlamm verwendet. Unter diesen Bedingungen wurde in Batch-Ansätzen eine Steigerung der Methanproduktion von 35 - 49% erzielt. Diese Effekte sind nicht bei längerer thermischer Behandlung zu erwarten, da dann eine Denaturierung der Enzyme auftritt.

Auch mit dem Verfahren der LIMUS GmbH (Berlin) wurde bei 100 – 180°C mit steigender Temperatur eine zunehmende Desintegration beobachtet [10]. Die Vorbehandlung eines Überschussschlammes aus einer Kläranlage mit biologischer P- und N-Elimination bei 135 °C für 60 min führte bei Laborversuchen in der Faulung bei 15 Tagen Verweilzeit zu einer Steigerung des Abbaugrades von 135%, berechnet anhand des Glühverlustes. Bei einer verkürzten Verweilzeit von 12 Tagen betrug die Steigerung 239%.

Die Firma CAMBI AS (Norwegen) betreibt die thermische Desintegration bereits in vier großtechnischen Anlagen in Dänemark, Norwegen, Großbritannien und Irland [11]. In diesem Verfahren wird der Klärschlamm für ca. 30 min auf 130 - 180°C durch Zufuhr von Wasserdampf erhitzt. Auf einer norwegischen Kläranlage mit saisonal bis 125.000 EW wird der Rohschlamm auf 15 - 20% TR entwässert, bevor die Desintegration mit Hilfe von Heißdampf erfolgt. Nach der Desintegration beträgt der TR-Gehalt 10 - 12% bei pump- und mischgeeigneter Viskosität. Die anschließende Faulung mit 17 Tagen Aufenthaltszeit führt zur Reduktion des CSB um 60%. Neben dem deutlich verbesserten Abbau in der Faulung, werden eine weitgehende Hygienisierung und eine bessere Entwässerbarkeit erreicht.

Das bei diesem Verfahren erzeugte Desintegrat wurde hinsichtlich der Eignung für den Einsatz in der Denitrifikation untersucht [12]. Auf einer chemisch-biologischen Anlage wurde durch Erhitzung des Rohschlammes auf 180°C für 30 min ein Aufschlussgrad ($CSB_{\text{gelöst}}/CSB_{\text{gesamt}}$) von 28% erzielt. Zwei Drittel des CSB des thermischen Hydrolysats wurden in der nachgeschalteten Denitrifikation zum Stickstoffabbau verwertet.

Chemische Oxidations- und Hydrolyseverfahren

Im Folgenden werden die wichtigsten Nassoxidationsverfahren beschrieben, die zur Desintegration vom Schlamm eingesetzt werden können. Im Reaktor werden organische Verbindungen in der Schlammsuspension bei erhöhten Temperaturen und Drücken in der flüssigen Phase oxidiert.

Die Reaktionstemperatur stellt die entscheidende Einflussgröße auf den Oxidationsverlauf dar. Es werden Niederdruck- (3 bis 6 MPa) und Hochdruckverfahren (6 bis 20 MPa) unterschieden, die bei Temperaturen zwischen 150° und 330°C arbeiten. Durch Zugabe von Katalysatoren oder stärkeren Oxidationsmittel können Druck und Temperatur abgesenkt werden. Zur Verbesserung der Reaktion können weiterhin saure bzw. alkalische Verhältnisse eingestellt werden.

Der Klärschlamm wird über Wärmetauscher aufgeheizt und in einen Reaktor geleitet. Nach Erreichen der Betriebsbedingungen (Temperatur, Druck) wird während einer gewünschten Verweilzeit mit Luft oder Sauerstoff begast. Als Reaktortypen werden meist Druckbehälter eingesetzt. Eine Sonderbauform stellt der unterirdische „Deep Shaft Reaktor“ dar, der den hydrostatischen Druck der Wassersäule nutzt [13].

Das älteste Nassoxidationsverfahren ist das ZIMPRO-Verfahren (= Zimmermann Prozess), das in den 60er Jahren in den Niederlanden entwickelt wurde. Die Oxidation läuft hier mit Reinsauerstoff bei sehr hohen Temperaturen und Drücken ab. In großtechnischen Anlagen wurden über mehrere Jahre kommunale Klärschlämme behandelt. Hohe Energiekosten, Geruchs- und Korrosionsprobleme führten allerdings dazu, dass das ZIMPRO-Verfahren nur vereinzelt eingesetzt wurde. Eine Abwandlung bzw. Verbesserung stellt das Athos-Verfahren dar, das bei etwas weniger extremen Randbedingungen betrieben wird [14].

In Zuge der neueren Verfahrensentwicklungen seit Beginn der 90er Jahre wurden die Temperaturen und Drücke durch Zugabe von Katalysatoren deutlich gesenkt. Beim von Bayer entwickelten Loprox-Verfahren werden etwa 90% der Feststoffe umgesetzt [15]. 70% der Feststoffe werden dabei vollständig oxidiert, etwa 20 % gehen unoxidiert in Lösung. Die gelösten Substanzen sind nach Angaben der Hersteller sehr gut biologisch abbaubar. Beim Nassoxidationsverfahren von Osaka Gas wird zwar weiterhin eine sehr hohe Temperatur von ca. 270°C eingestellt, die Reaktionszeit jedoch durch Katalysatorzugabe auf 24 min gesenkt [16].

Ozon kann sowohl zur Behandlung von Rücklauf- als auch von Überschussschlamm vor der Faulung sowie von Faulschlamm eingesetzt werden. Hierzu wird entweder ein Teilstrom oder aber (seltener) der gesamte anfallende Schlamm mit Ozon begast. Der Anteil des behandelten Teilstroms liegt zwischen 4 und 20% [17], die Ozondosis bei 0,05 bis 0,2 g Ozon je g TR [18], teilweise jedoch auch darüber [19].

Yasui und Shibata [20] geben an, dass eine Belebtschlammanlage mit einer Ozonbehandlung des Rücklaufschlammes ohne den Abzug von Überschussschlamm betrieben werden konnte. Dazu musste die dreifache Menge der theoretisch produzierten Überschussschlammmenge über eine Ozonanlage rezirkuliert werden. Das Verfahren wurde später auch großtechnisch umgesetzt [21]. Menè und Lebrun [22] erreichten auf einer kommunalen Kläranlage mit 1000 EW eine Reduzierung des Überschussschlammmanfalls um 60 %, verglichen mit einem Zeitraum ohne Behandlung. Die Ozondosierung lag bei 0,15 g O₃/g TR. Neben einer Erhöhung des Sauerstoffbedarfs in der Belebung um 20 bis 30% wurden auch die Ablaufwerte der Kläranlage erhöht.

Durch eine Ozonbehandlung von Überschussschlamm vor der Faulung wurden in Versuchen von Weemaes et al. [23] Erhöhungen des oTR-Abbaugrades von 47 bis 64% erzielt. Das Entwässerungsverhalten wurde durch die Behandlung ebenfalls verbessert. Im Rahmen großtechnischer Versuche konnte eine Verbesserung des organischen Abbaugrades um 20 % nachgewiesen werden [24].

Die chemische Hydrolyse durch Zugabe von alkalischen oder sauren Reagenzien wird bislang, in Verbindung mit einer thermischen Behandlung, überwiegend für Industrieschlämme eingesetzt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich von den hier vorgestellten Verfahren nur wenige in großtechnischem Einsatz für die Behandlung von kommunalem Klärschlamm befinden. Neben technischen Problemen ist dies vor allem auch auf die Kosten zurückzuführen, die mit der Implementierung und dem Betrieb dieser Verfahren verbunden sind.

Praktische Bedeutung haben heute in der kommunalen Abwasserbehandlung lediglich die Ultraschall-Desintegration sowie die Thermodruckhydrolyse. Beide Verfahren unterscheiden sich vor allem neben dem Wirkprinzip im Energieeinsatz. In Bild 4 ist der prinzipielle Zusammenhang zwischen Energieeintrag und resultierenden Schlammeigenschaften sowie der zu erwartenden Rückbelastung durch das Filtrat nach der Entwässerung dargestellt. Es wird deutlich, dass mit zunehmendem Energieeintrag die Verringerung der Partikelgröße und der Viskosität mit einer deutlichen Erhöhung der Kläranlagenrückbelastung einhergeht.

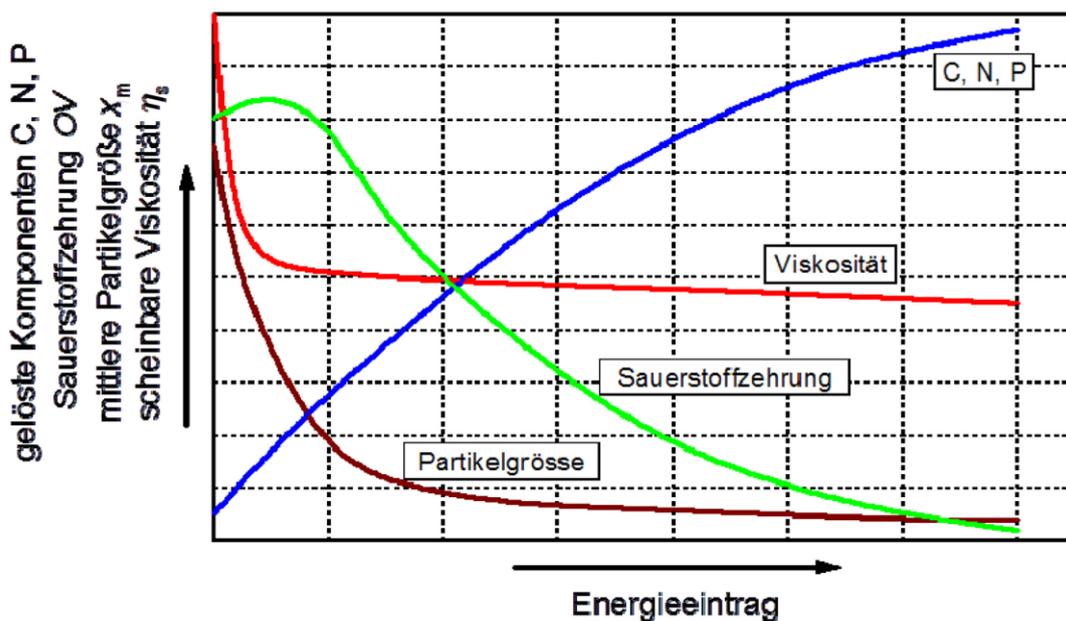


Abbildung 4: Zusammenhang zwischen Energieeintrag und verschiedenen Schlammeigenschaften wie Partikelgröße und CSB Freisetzung (exemplarisch), DWA-M 302 [3]

Thermodruckhydrolyse

Infolge der zurzeit aktuellen Diskussion, auch über die Nährstoffrückgewinnung, scheint die Thermodruckhydrolyse (THD) das Verfahren zu sein, das sich im Markt weltweit am besten etabliert. Nachfolgend werden einige Ergebnisse von Versuchen, durchgeführt vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft der TU-Braunschweig, sowie Randbedingungen und Ergebnisse großtechnischer Anlagen vorgestellt.

Für die Stadtentwässerung Frankfurt (SEF) wurden im Jahr 2013 vergleichende Faulversuche auf dem Klärwerk Sindlingen durchgeführt. Ziel war es, neben der Ermittlung einer möglichen Erhöhung der Gasausbeute auch die Veränderung des Entwässerungsverhaltens sowie der Kärnanlagenrückbelastung zu quantifizieren. Bild 5 zeigt die Versuchsanlage, die Versuchsergebnisse in Tab. 1 belegen das Abbauverhalten der Schlämme in der Faulung mit und ohne THD.

Tabelle 1: Abbauverhalten der Organik, Faulversuche SEF, 2013

Abbaugrade	HRT	$Q_{Zu} = Q_{Ab}$	\emptyset Raumbelastung	TR Feststoffreduktion	η_{oTR}
Messphase 1	[d]	[kg/d]	[g oTR/L*d]	[%]	[%]
R1: RS₀	20	1,2	3,0	38,8	48,6
R2: RS_{160°C}	20	1,2	2,7	45,5	55,4
R3: RS₀	20	1,2	3,0	37,7	50,6
R4: RS_{160°C}	20	1,2	2,7	47,6	60,6

	spez. Gasproduktion	org. Säuren*		pH	
	[NL/(d*kg oTR _{Zu})]	[mg/l]		[-]	
	\emptyset	\emptyset	max.	min.	\emptyset
R1: RS₀	491	1.886	2.117	1.645	7,4
R2: RS_{160°C}	520	1.872	2.290	1.441	7,4
R3: RS₀	543	1.797	2.216	1.483	7,4
R4: RS_{160°C}	512	1.931	2.442	1.525	7,4

* Organische Säuren als Essigsäureäquivalent über 42 Versuchstage

Aus Tabelle 1 wird ersichtlich, dass die Steigerung des Wirkungsgrades im Hinblick auf dem Abbau der organischen Substanz in den beiden Parallelen Versuchsreihen 7 bis 10 Prozentpunkte beträgt. Gemessen an einer normalen mesophilen Schlammfäulung stellt dies eine deutliche Erhöhung der Leistungsfähigkeit da.

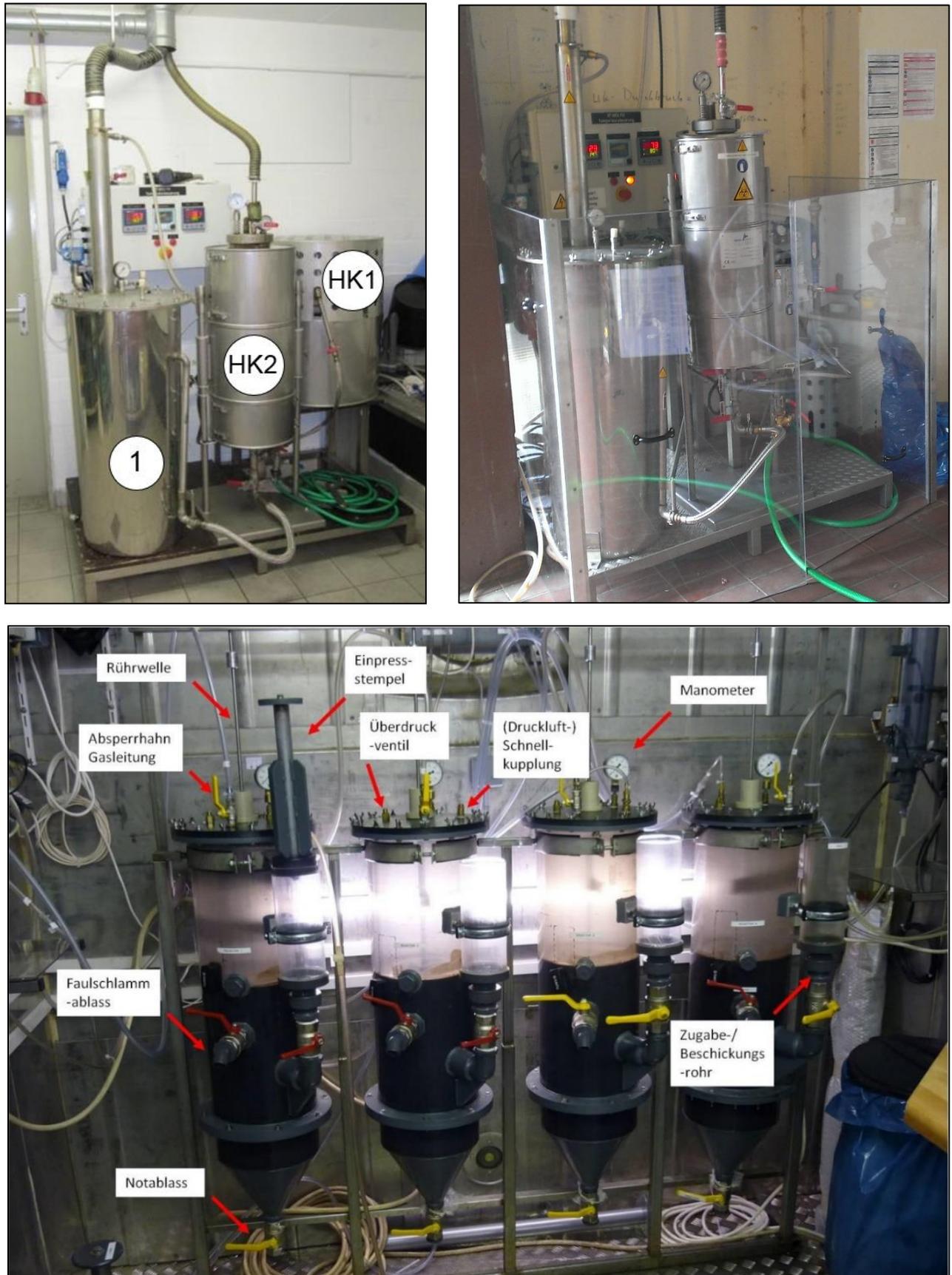


Abbildung 5: Versuchsanlage zur Durchführung von Faulversuchen ohne und mit THD

In Tabelle 2 ist die Verbesserung des Entwässerungsverhaltens durch die THD Behandlung ausgezeigt. Erfahrungsgemäß beträgt sie mindestens 3 bis 4 Prozentpunkte, wobei jedoch anzumerken ist, dass dies auch mit einem teilweise deutlich höheren Verbrauch an Flockmitteln verbunden ist. Bei den heute üblichen Entsorgungskosten ist trotzdem die Einsparung in diesem Bereich für die Gesamtwirtschaftlichkeit maßgebend.

Tabelle 2: Entwässerungsverhalten des Schlammes ohne und mit THD

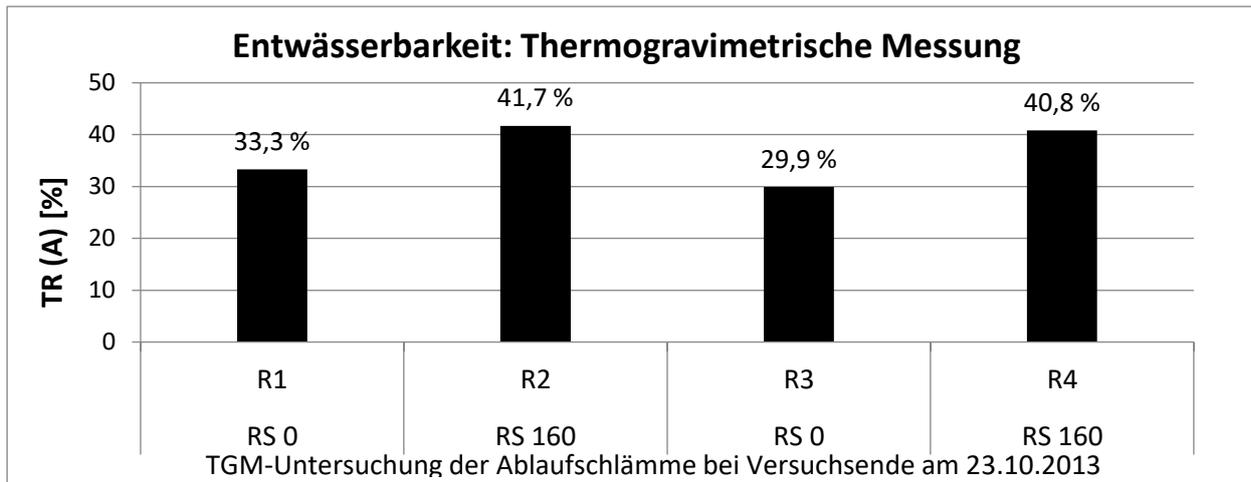


Tabelle 3 gibt Informationen über die Veränderung der Kläranlagen Rückbelastung.

Tabelle 3: Schlammwasserqualität mit und ohne THD Behandlung

	Konzentrationen im Faulschlammwasser* (Rohschlamm)			Effekt Thermodruckhydrolyse		
	[mg/l]			[%]		
	Ø CSB _f	Ø NH ₄ -N	Ø PO ₄ -P	Ø CSB _f	Ø NH ₄ -N	Ø PO ₄ -P
R1 R3: RS ₀	2.353 (6.994)	1.296 (372)	41,3 (45,0)	100 %	13 %	-28 %
R2 R4: RS _{160-C}	4.699 (23.296)	1.465 (402)	29,8 (24,0)			

* Mittelwerte über 42 Versuchstage. Werte in Klammern stellen die Ausgangskonzentrationen im Rohschlamm dar.

	Ø CSB _f	Δ CSB _f , RS160 zum Zentrat SEVA	CSB _f Abbaubarkeit	CSB _{refraktär} im Schlammwasser	CSB _{refraktär}	CSB Ablauf ARA*
	[mg/l]	[mg/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
R2 R4: RS _{160-C}	4.699	1.666	60	666	17	43
Zentrat SEVA **	3.033					

* Refraktärer CSB addiert auf die mittlere CSB Ablaufkonzentration von 26 mg/l der ARA Sindlingen. Berechnet mit 64.000 m³/d im Zulauf der ARA und 1.600 m³/d Schlammwasser mit TDH.

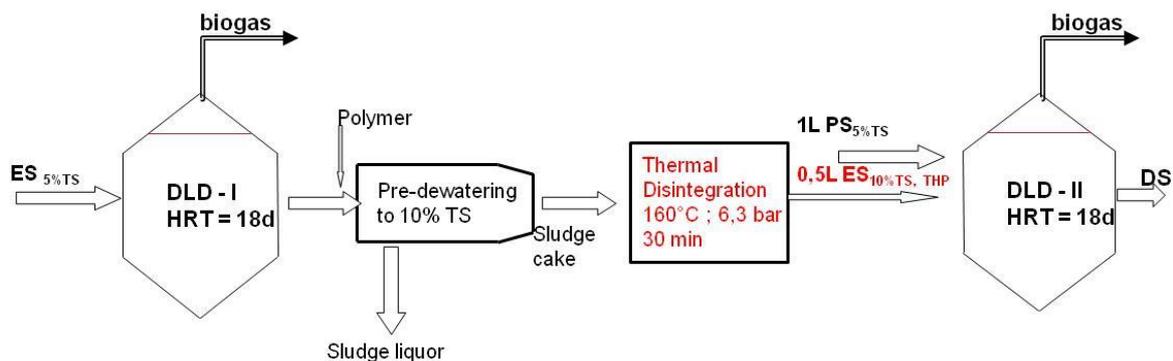
** CSB Konzentration des Zentrat der SEVA aus der Erhebung von Pöyry (2006 - 2009) aus der Machbarkeitsstudie von Dr. Born - Dr. Ermel.

Insgesamt zeigen die Versuche auf der Kläranlage Sindlingen, dass der Einsatz einer THD durchaus praktikabel und auch wirtschaftlich zielführend wäre, wenn

man nur die erhöhte Gasausbeute und das verbesserte Entwässerungsverhalten berücksichtigt. Da aber auf der Kläranlage Sindlingen die Zentrale Schlammbehandlung der SEF realisiert ist, kam die Technik nicht zum Einsatz, weil hier zwar die zentrale Schlammbehandlung der Frankfurter Stadtentwässerung stattfindet, abwasserseitig aber nur der kleinere Teilstrom behandelt wird und somit die erhöhte zu erwartende Rückbelastung zu erheblichen Erweiterung der Abwasserreinigungsanlage und damit zu unwirtschaftlich hohen Kosten geführt hätte.

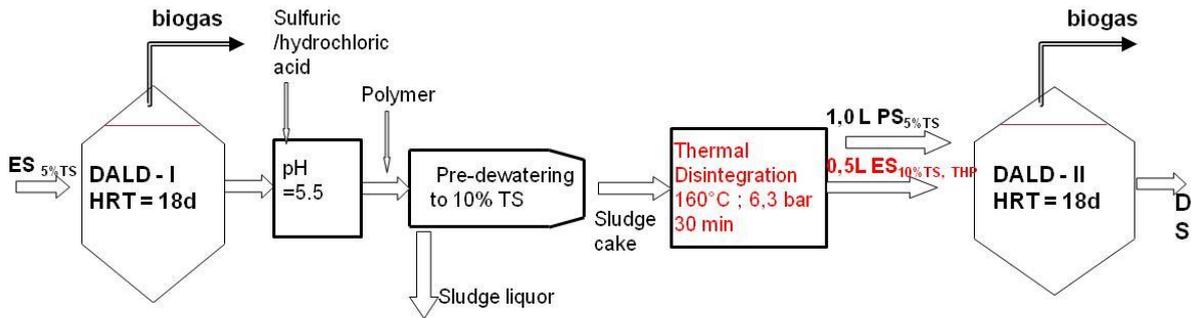
Weiterführende Verfahrenstechniken

Auch wenn die Steigerung des Wirkungsgrades in Bezug auf den Abbau der organischen Substanz von bis zu 10% eine deutliche Verbesserung für die Klärschlammfäulung darstellt, wäre es wünschenswert auch weitere Teile der Schlammorganik einem Abbau zugänglich zu machen in Abb. 6 und Abb. 7 sind die Verfahrensschemata für weitere durchgeführte halbtechnische Untersuchungen an der TU-Braunschweig dargestellt. Es handelt sich hierbei jeweils um ein zweistufiges Faulungsverfahren dadurch gekennzeichnet, dass der Klärschlamm nach der ersten Faulungsstufe eingedickt wird und vor der zweiten Faulungsstufe desintegriert wird. Die beiden Verfahren unterscheiden sich durch eine Ansäuerung, wie im zweiten Schema dargestellt auf pH 5,5 um vermehrt Phosphor in Lösung zu bringen und einer Rückgewinnung zugänglich zu machen. Alle weiteren wesentlichen Randbedingungen wie Druck, Temperatur und Verweilzeit entsprechen denen der klassischen Thermodruckhydrolyse.



substrate for DLD-I for 4 days					substrate for DLD-I for 3 days									
"fresh" ES					"fresh" ES					"fresh" ES				
Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Collection of effluent from DLD 7 days								"fresh" PS						
								Pre-dewatering THP						
								4/7 DS _{DLD-I, THP} + PS DLD-II						
								3/7 DS _{DLD-I, THP} + PS DLD-II						

Abbildung 6: Fließbild und Zeitablauf der Versuche zur DLD Technik (digestion - lysis -digestion)



substrate for DALD-I for 4 days							substrate for DALD-I for 3 d													
"fresh" ES							"fresh" ES							"fresh" ES						
Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15						
Collection of effluent from DALD-I for 7 days														"fresh" PS						
							acidification to pH=5.5													
							Pre-dewatering							THP						
														4/7 DS _{DALD-I, THP} + PS DALD-II						
														3/7 DS _{DALD-I, THP} + PS DALD-II						

Abbildung 7: Fließbild und Zeitablauf der Versuche zur DALD Technik (digestion - acidification - lysis - digestion)

Die Ergebnisse der Versuche sind im Hinblick auf den Wirkungsgrad des Abbaus der organischen Substanz in Tabelle 4 aufgezeigt.

Tabelle 4: Ergebnisse der DLD und DALD versuche im Hinblick auf den Abbaugrad der organischen Substanz

Volatile solids	HRT	Q _{inf} = Q _{eff}	VS _{reactor, start}	VS _{influent}	VS _{reactor, end}	VS _{effluent}	VS _{removed}	degradation
IMP 18d	[d]	[kg/d]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]	[%]
R1: ES _{5%TS}	18	1,75	934,0	1711,3	1071,7	978,0	595,5	37,8%
R2: PS+DS _{160°C}	18	1,5	609,7	1162,7	587,7	591,6	593,0	50,1%
DLD (R1+R2)	36 / 18	1,75	1645,3	2552,6	1757,3	690,2	1750,3	71,7%
R3: ES _{5%TS}	18	1,75	861,9	1710,8	996,1	918,1	658,5	41,8%
R4: PS+ DS _{HCL, 160°C}	18	1,5	678,7	1231,1	627,5	655,3	626,9	48,9%
DALD (R3+R4)	36 / 18	1,75	1653,7	2635,8	1728,1	764,5	1796,8	70,2%

Type of sludge	Q [m3/h]	TS [%]	LOI [%]	HRT [d]	TS load [kg/h]	oTS load [kg/h]
Primary	9	5,6	85	18	504	428
Excess	12	5,5	80	18 + 18	660	528
Effluent DLD-I	12	4,1	70	---	492	328
Ratio PS/ES in Influent of DLD-II in pilot scale 60%					51%	57%

Wie die Daten verdeutlichen, lässt sich durch eine zweistufige Faulung der Wirkungsgrad bezogen auf die organische Substanz des Schlammes für die DLD Technik auf nahezu 72% und für die DALD Technik ebenfalls auf über 70% steigern. Hierbei ist es nicht erforderlich den gesamten Klärschlamm der

Desintegrationsstufe zuzuführen, viel mehr kann der Primärschlamm an der ersten Stufe sowie der Desintegration vorbeigeführt, und direkt der zweiten Faulstufe zugeführt werden.

Großtechnische Anwendung

Weltweit dürften heute zirka 100 Schlammbehandlungsanlagen mit vorheriger Desintegration In Betrieb sein. Allein der Marktführer, die Firma Cambi aus Norwegen, hat mehrere Dutzend Referenzanlagen errichtet, so beispielsweise auf der Kläranlage in Manchester mit einem Durchsatz von zirka 90.000 Tonnen TR pro Jahr.

In der Bundesrepublik Deutschland ist seit dem Jahr 2010 die Thermodruckhydrolyse auf der Kläranlage in Geiselbullach für 25.000 EW im Normalbetrieb. Die Betriebswerte sind in Tabelle 5 aufgezeigt. Es wird deutlich, dass zum Beispiel, wie auch in den oben genannten Versuchen dargestellt, die spezifische Gasproduktion deutlich gesteigert werden konnte, der Flockmittelbedarf und die Rückbelastung der Kläranlage jedoch gestiegen sind. Mittlerweile ist die Anlage gemäß dem vorgestellten DLD Verfahren umgerüstet und weist noch bessere Betriebsergebnisse auf.

Tabelle 5: Ergebnisse der Anlage in Geiselbullach

Parameter	Einheit	Ohne TDH (2006)	Mit TDH (2010)	Änderung
Hydrolysegrad	%	-	40	
GV	%	63	55,5	+ 7,5 %P
Abbaugrad	%	55	67	+ 12 %P
Spez. Gasprod.	m³/t oTR_{zu}	380	502	+ 32 %
Entw.verh.	% TR	23	29	+ 6 %P
Polymerbed.	kg/t TR	5,6	8,3	+ 48 %
Rückbelastung	mg NH ₄ -N/L mg CSB/L	717 527	1011 660	+ 41 % + 25 %
CSB _{inert,Ablauf}	mg/L	20	22-23	+ 10 %
FS _{Entw.}	t/a	11.896	8.558	- 28 %

(Kopmann, 2009; Kopmann und Wöll, 2012)

Darüber hinaus sind in den letzten Jahren mehrere Großprojekte z.B. in China (Peking und Chang Cha) und den USA realisiert worden.

Ausblick

Viele Versuche zu Desintegration von Klärschlamm in den letzten 2 Jahrzehnten sowie großtechnische Erfahrungen haben gezeigt, dass neben der Ultraschallbeeinflussung vor allem die thermische Desintegration die gewünschten positiven Ergebnisse aufweist. Darüber hinaus liegen positive Erfahrungen mit der chemischen Zerstörung der Schlammstrukturen vor allem im Bereich von Industrieschlämmen vor. Es ist zu erwarten, dass diese Verfahrenstechniken in Zukunft vermehrt eingesetzt werden, da viele Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zeigen, dass sie zielführend eingesetzt werden können.

Das praktische Ergebnis aller Desintegrationsverfahren ist natürlich auch von der verwendeten Verfahrenstechnik selbst abhängig, basiert aber in erster Linie auf den jeweiligen Schlammeigenschaften. Aus diesem Grunde ist es angeraten in jedem Fall vor der Realisierung einer Klärschlamm-desintegrationsanlage Pilotversuche im halbtechnischen Maßstab durchzuführen, um sicherzustellen dass letztendlich das erwünschte Ergebnis im Hinblick auf Abbaugrad und Entwässerungseigenschaften erreicht werden kann, ohne dass ein möglicher Flockmittelmehrverbrauch sowie eine erhöhte Kläranlagenrückbelastung die Gesamtwirtschaftlichkeit der Verfahrenstechnik umkehren.

Literatur

- [1] Imhoff, K. R.; Taschenbuch der Stadtentwässerung, Verlag R. Oldenbourg München, Wien
- [2] J. Müller, A. Tiehm, B. Eder, W. Günthert, H. Hruschka, J. Kopp, P. Kunz, R. Otte-Witte, K. Schmelz, K. Seiler, ATV DVWK Arbeitsbericht „Mechanische Klärschlamm-desintegration“;
- [3] DWA-Merkblatt M302 „Klärschlamm-desintegration“, Dezember 2016 Hennef 2001, ISBN 3-935669-78-X
- [4] KEPP, U., MACHENBACH, I., WEISZ, N., SOLHEIM, O.E. (1999): Enhanced stabilisation of sewage sludge through thermal hydrolysis - three years' experience with full scale plant, *In: IAWQ specialised conference on disposal and utilisation of sewage sludge*, Athens, Preprints 161-168
- [5] HIRAOKA, M., TAKEDA, N., SAKAI, S., YASUDA, A. (1984): Highly efficient anaerobic digestion with thermal pre-treatment, *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 17: 529-539
- [6] LI, Y-Y., NOIKE T. (1992): Upgrading of anaerobic digestion of waste activated sludge by thermal pre-treatment, *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 26, No. 3-4: 857-866
- [7] WESTLUND, A.D., HAGLAND, E., ROTHMANN, M. (1998) Operational aspects on foaming in digesters caused by microthrix parvicella; *Wat. Sci. Tech.*, Heft 8-9, 38: 29-34
- [8] FRENZEL, H. J., SARFERT, F. (1973): Untersuchungen über die Natur einiger in Filtraten thermisch konditionierter Klärschlämme enthaltene Stoffe, *Gwf wasser/abwasser* 114, Heft 7: 330.

- [9] DOHÁNYOS, M., ZÁBRANSKÁ, J., JENIČEK, P., ŠTĚPOVÁ J., KUTIL, V., HOREJŠ J. (2000): The intensification of sludge digestion by the disintegration of activated sludge and the thermal conditioning of digested sludge, *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 42, No. 9: 57-64
- [10] ELBING, G., DÜNNEBEIL, A. (1999): Thermischer Zellaufschluss mit anschließender Faulung – Laboruntersuchungen, *Korrespondenz Abwasser*, Vol. 46, Nr. 4: 538-547
- [11] WEISZ, N.; KEPP, U.; NORLI, M.; PANTER, K. SOLHEIM, O.E.; (2000): Sludge disintegration with thermal hydrolysis - cases from Norway, Denmark and United Kingdom, 1st World Water Congress of the International Water Association (IWA) Paris 3-7. July 2000: Preprint Book 4, pp. 288-295
- [12] BARLINDHAUG, J., ØDEGAARD H. (1996): Thermal Hydrolysate as a carbon source for denitrification., *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 33, No. 12: 99-108
- [13] BOCKHARDT, H.-D.; GÜNZSCHEL, P.; POETSCHUKAT, A. (1992): Grundlagen der Verfahrenstechnik für Ingenieure. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie GmbH Leipzig – Stuttgart, 3. Auflage
- [14] KOSTER, E. L. C.; van der GRAAF, J. H. J. M.; ten WOLDE, J. G. (1975): Industrial Experience of Sewage Sludge Processing with ZIMPRO Installations in the Netherlands, 3. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium in München vom 9. bis 12. Juni 1975, *Berichte der ATV*, Band 28, S. 429-445
- [15] HOLZER, K., HORAK, O. (1999): Behandlung von Problemabwässern und Klärschlämmen mit dem BAYER-LEPROX®-Verfahren. Preprints 4. GVC- Kongress Verfahrenstechnik der Abwasser- und Schlammbehandlung - additive und prozessintegrierte Maßnahmen, 6--8. Sept. 1999, Bremen, Band 1, S. 177-191
- [16] WEEMAES, M. and W. H. VERSTRAETE (1998): Evaluation of Current Wet Sludge Disintegration Techniques, *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, Vol. 73, pp. 83-92
- [17] RIED, A., und PETERS, B. (1999): Versuche zur Überschussschlamm-Minimierung durch Zellaufschluss mit Ozon auf einer kommunalen Kläranlage, In: 4. GVC- Abwasserkongress, Preprints Band 2: 869-873
- [18] EGEMEN, E.; CORPENING, J.; PADILLA, J.; BRENNAN, R.; NIRMALAKHANDAN, N. (1999): Evaluation of Ozonation and Cryptic Growth for Biosolids Management in Wastewater Treatment. *Water Science and Technology*, Vol. 39, No. 10-11, pp. 155-158
- [19] SCHEMINSKI, A.; KRULL, R.; HEMPEL, D. C. (1998): Mehrstufige Prozessführung der Klärschlammstabilisierung mit mechanischem Aufschluß und Behandlung durch Ozon, *Klärschlamm-Integration*, Veröffentlichung des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft TU
- [20] YASUI, H. and M. SHIBATA (1994): An innovative approach to reduce excess sludge production in the activated sludge process, *Water Science and Technology*, Vol. 30, No. 9, pp. 11-20
- [21] YASUI, H.; NAKAMARA, K.; SAKUMA, S.; IWASAKI, M.; SAKAI, Y. (1996): A full Scale Operation of a Novel Activated Sludge Process without Excess Sludge Production, *Water Science and Technology*, Vol. 34, No. 3-4, pp. 395-404
- [22] MENÉ, R., LEBRUN, T. (2002): Biolysis: Cutting the edge technology for the reduction of sludge Quantities in activated sludge plants, *Proceedings of the joint CIWEM and Aqua Enviro Technology Transfer, 7th European Biosolids and Organic Residuals Conference*, 18th – 20th November 2002 Wakefield, UK

- [23] WEEMAES, M.; GROOTAERD, H.; SIMOENS, F.; VERSTRAETE, W. (2000):
Anaerobic Digestion of Ozonized Biosolids, Water Research, Vol. 34, No. 8, pp. 2330-
2336
- [24] Winter, A., Desintegrationsverfahren zur Intensivierung der Schlammfäulung, Diss. TU
Braunschweig (2003), Schriftenreihe des Inst. für Siedlungswasserwirtschaft Heft 70
Braunschweig, Heft 61, S. 193-208

Korrespondenz an:

Prof. Dr.-Ing. Norbert Dichtl

Mail: n.dichtl@tu-braunschweig.de

Faulung bei hohen Feststoffgehalten

Markus Reichel

ebswien hauptkläranlage Ges.m.b.H.

Abstract: In dieser Arbeit wird das Potential der anaeroben Schlammstabilisierung dargestellt. Chancen, Grenzen und Herausforderungen werden erläutert.

Die theoretischen Grundlagen für die Ermittlung des erforderlichen Schlammalters bei einstufigen Schlammfaulanlagen im mesophilen Bereich werden erläutert. Dabei hat sich gezeigt, dass bei der Bemessung neben theoretischen Grundlagen auch Praxiserfahrungen unabdingbar sind, um einen stabilen Betrieb und einen guten Stabilisierungsgrad zu gewährleisten.

In der Faulung kommt es zur Rücklösung von Stickstoff und Phosphor, die mit steigendem Trockensubstanzgehalt größer wird. Der freigesetzte Stickstoff dissoziiert in Abhängigkeit von pH-Wert und Temperatur zu Ammoniak und Ammonium. Das Ammonium erhöht mit Hydrogencarbonat die Pufferkapazität, sodass der pH-Wert stabilisiert wird und etwas steigt. Je höher der pH-Wert, desto größer ist die Gefahr kristalliner Ausfällungen an Phosphor (hauptsächlich als MAP), die sich im Schlamm oder als Anlagerung, z.B. an Rohrleitungen wieder finden, wo diese Probleme bereiten können.

Organische Säuren und Schwefelwasserstoff dissoziieren mehr, je höher der pH-Wert ist. Da vor allem deren undissoziierte Anteile hemmend auf die Methanbakterien wirken, ist die Erhöhung des pH-Wertes in diesem Zusammenhang günstig. Beim Ammoniak verhält es sich umgekehrt, da hier ein Anstieg des pH-Wertes das Verhältnis von Ammonium/Ammoniak zum giftigen Ammoniak verschiebt. Bleibt der pH-Wert stabil, ist dieses Problem nicht latent.

Key Words: kommunale mesophile Schlammfaulung, hoher Trockensubstanzgehalt, Optimierungspotential, Mischenergie, Durchmischungsgrad, Rheologie, hydraulischer Druckverlust

1 Einleitung

1.1 Thematische Einleitung

Ein Bestreben jedes Anagenbetreibers ist es Kosten zu optimieren. Bei Kläranlagen gibt es verschiedene Möglichkeiten den Energiebedarf zu senken. In diesem Zusammenhang ist es von besonderer Wichtigkeit zu erwähnen, dass

Energieeinsparungen auf Kläranlagen nicht dazu führen dürfen, deren oberste Zielsetzung, nämlich die zuverlässige Reinigung von Abwässern, zu gefährden.

Durch Energie-Einsparungsmaßnahmen auf Kläranlagen kann man keine nationale oder internationale Energiewende herbeiführen, doch hat man die Möglichkeit, den Bedarf eines einzelnen großen Verbrauchers zu optimieren und einen Beitrag zur Verringerung des Primärenergiebedarfes zu leisten.

Im Vergleich zur aeroben Schlammstabilisierung und Rohschlammverbrennung kommt es bei der anaeroben Schlammstabilisierung zur Verringerung der zu entsorgende Schlammmenge, sodass die Entsorgungskosten reduziert werden können. Darüber hinaus wird durch die energetische Nutzung (elektr. Strom, Wärme) des produzierten Klärgases der Energiebedarf der Kläranlage reduziert.

Das Volumen einer Anlage zur Schlammfäulung wird im Wesentlichen durch die Parameter Trockensubstanz des Rohschlammes TS_{RohS} sowie vom Schlammalter $t_{\text{TS,FB}}$ beeinflusst. Da es bei der Wahl des Schlammalters nur begrenzten Spielraum gibt, liegt der größte Teil des Optimierungspotentials für die Bemessung einer einstufigen, mesophilen Schlammfäulung im kommunalen Bereich bei der Wahl des Trockensubstanzgehaltes des Rohschlammes. Das erforderliche Volumen für die Fäulung nimmt linear mit der Zunahme der Trockensubstanz ab. Um höhere TS zu erreichen ist die maschinelle Eindickung des Rohschlammes erforderlich.

Durch den höheren Trockensubstanzgehalt kommt es zu einem Anstieg der Ammonium-Konzentration, wodurch in weiterer Folge der pH-Wert etwas erhöht und stabilisiert wird.

Neben den genannten Vorteilen, die Kostenvorteile versprechen, sind auch zusätzliche finanzielle Aufwendungen zu berücksichtigen. Diese sind v.a. die Investitionskosten für Bauwerke und Maschinen und zusätzliche Kosten für den erhöhten Arbeitsaufwand der Mannschaft und zusätzliche Betriebsmittel.

Hinweis: Bei diesem Beitrag handelt es sich um die die Kurzfassung der Arbeit „Schlammfäulung mit erhöhtem Feststoffgehalt – Chancen, Grenzen, Herausforderungen“ (Reichel, 2015)

1.2 Hintergrund dieses Beitrages

Anlass für die Untersuchungen mit dem Thema „Schlammfäulung bei erhöhtem Trockensubstanzgehalt“ war die energetische Optimierung der Hauptkläranlage (HKA) Wien.

Die ursprüngliche Hauptkläranlage Wien wurde in den 1970er Jahren gebaut und ging 1980 in Betrieb. Sie wurde als 1-stufige Hochlastbelebungsanlage zur Kohlenstoffentfernung konzipiert (von der Emde, 1982; von der Emde, 1957). Die Anlage bestand aus mechanischer Vorreinigung, Vorklärung und einer Hochlast-Belebungsanlage.



Abbildung 1: Luftbild der Hauptkläranlage Wien, nach der Inbetriebnahme 1980

Den erhöhten Anforderungen an den Gewässerschutz wurde in den 1990er Jahren Rechnung getragen (o. V., 1996). Damals wurde der Ausbau der Anlage zur Nährstoffentfernung beschlossen. Die Umsetzung erfolgte als 2-stufige Anlage. Die bestehende Anlage der alten Belebungsanlage wurde als 1. Stufe einer 2-stufigen Belebungsanlage integriert (Abbildung 2). Die Fertigstellung und Inbetriebnahme erfolgte 2005 (Kainz und Hofstetter, 1996).

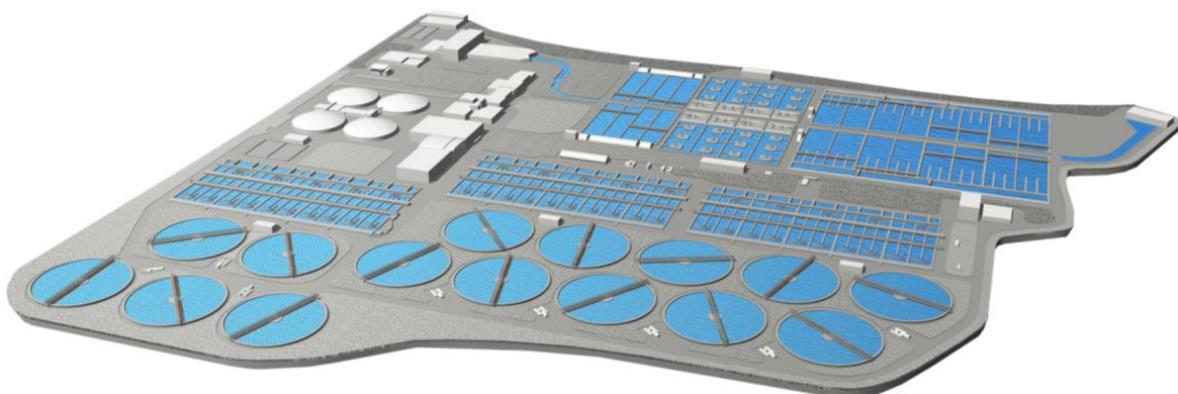


Abbildung 2: Layout der Hauptkläranlage Wien nach dem Ausbau 2005 (ebswien, 2013)

Der Überschussschlamm der zweiten Stufe gelangte in die erste Stufe und wurde dort gemeinsam mit dem Überschussschlamm der ersten Stufe abgezogen. Der zu entsorgende Primär- und Überschussschlamm wurde gemeinsam statisch eingedickt und zu einer benachbarten Verbrennungsanlage gepumpt, wo dieser entwässert und verbrannt wurde.

Die 1. Stufe der Anlage war etwa 30 Jahre in Betrieb als schließlich Überlegungen zur weiteren Nutzung angestrengt wurden. Eine Studie über die Wirtschaftlichkeit von Baumaßnahmen kam zu dem Schluss, dass bei langfristiger Betrachtung die Neuerrichtung der 1. Stufe kostengünstiger ist, als regelmäßige Sanierungsmaßnahmen. Es wurde ein Konzept zur Neugestaltung der Hauptkläranlage Wien erstellt (Reichel und Svardal, 2010), das im Wesentlichen die energetische Situation der Hauptkläranlage verbessert (Projekttitel „EOS – Energieoptimierung Schlammbehandlung“). Das Konzept sieht vor, dass die bestehende 1. Stufe zur Gänze neu gebaut wird und Primär- und Überschussschlamm ausgefault werden. Das produzierte Klärgas wird energetisch (elektrischer Strom und Wärme) genutzt. Die Herausforderung bei dem Projekt liegt darin, dass die neue 1. Stufe und die Schlammfäulung im Bereich der alten 1. Stufe (ohne Schlammfäulung) Platz finden müssen, weil Freiflächen nicht verfügbar sind. Die neuen Becken sind daher tiefer ausgeführt als die alten, damit Platz für die Schlammfäulung geschaffen wird.

Der Vorteil dieses Konzepts besteht darin, dass im Zuge der Erneuerung der 1. Stufe parallel die energetische Situation der Anlage verbessert werden kann. Voraussetzung ist hierfür die Optimierung des Faulraumvolumens, um mit der begrenzten Fläche auszukommen. Dies kann erreicht werden, indem der Rohschlamm maschinell eingedickt und die Fäulung mit erhöhter Trockensubstanz betrieben wird (Abbildung 3). Dem gegenüber stehen zusätzliche Aufwendungen und Herausforderungen hinsichtlich der Schlammeindickung, der Förderung und Einmischung des Schlammes bei höherem TS-Gehalt, Verfahrensstabilität der Fäulung v.a. hinsichtlich Ammoniaktoxizität und die Behandlung des anfallenden hochkonzentrierten Trübwassers.

Bei der Erstellung des Konzepts mussten einige Annahmen getroffen werden, für die es in der Praxis keine oder nur unzureichende Erfahrungen gibt. Daher wurden Laborversuche durchgeführt und eine Versuchsanlage im Pilotmaßstab errichtet, um Fragestellungen zu klären, die hinsichtlich der Planung der Großanlage von Bedeutung sind.

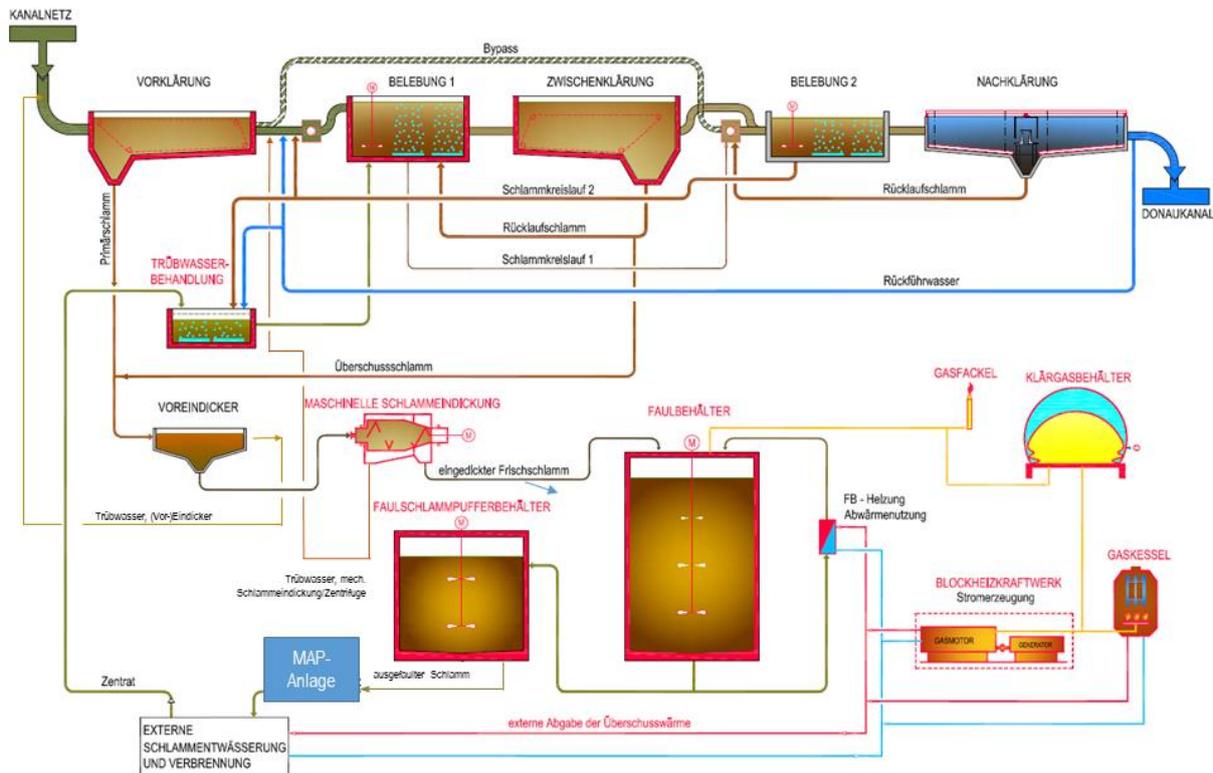


Abbildung 3: Verfahrensschema der Hauptkläranlage Wien nach Fertigstellung Projekt EOS im Jahr 2020

1.3 Übertragbarkeit der Ergebnisse

Das Abwasser der Stadt Wien kann als typisches kommunales Abwasser klassifiziert werden, da der Einfluss von industriellem Abwasser unbedeutend ist. Beim Kanalsystem der Stadt Wien handelt es sich überwiegend um ein Mischkanalsystem. Der Anteil der mineralischen Bestandteile des Primärschlammes bzw. des Rohschlammes ist daher größer als bei einem reinen Trennsystem. Aufgrund von Ablagerungen im Kanal kommt es aufgrund von Spülstößen zu starken Schwankungen des Primärschlammanfalls.

Bei der HKA Wien handelt es sich um eine 2-stufige Belebungsanlage. Der Überschussschlamm der 2-stufigen Belebungsanlage ist mit Überschussschlamm einstufiger Anlagen nicht vergleichbar, die direkte Übertragbarkeit nicht gegeben.

2 Grundlagen für die Bemessung einer Faulung

Die Überlegungen in diesem und den weiteren Kapiteln beziehen sich auf mesophile, einstufige Anlagen zur anaeroben Schlammstabilisierung von kommunalen Schlämmen.

2.1 Volumen eines einstufigen Reaktors zur mesophilen Schlammfäulung

Das Schlammalter ist die mittlere Verweilzeit der Feststoffe in einem Bioreaktor. Da es bei einer Schlammfäulungsanlage üblicherweise keinen Feststoffrückhalt gibt, entspricht das Schlammalter der hydraulischen Aufenthaltszeit. Das Schlammalter ist nur dann ident mit der hydraulischen Verweilzeit, wenn es sich um einen ideal durchmischten und durchströmten Reaktor handelt, was erfahrungsgemäß in der Praxis nur selten der Fall ist. Die Berechnung des Schlammalters erfolgt nach folgender Gleichung.

$$t_{TS,FB} = \frac{M_{FS}}{M_{\dot{U}S,FS,d}} = \frac{V_{FB} \cdot TS_{FS}}{Q_{\dot{U}S,FS,d} \cdot TS_{FS}} = \frac{V_{FB}}{Q_{\dot{U}S,FS,d}} \quad (2-1)$$

Damit ergibt sich das Volumen der Schlammfäulung zu:

$$V_{FB} = t_{TS,FB} \cdot Q_{\dot{U}S,FS,d} \quad (2-2)$$

mit:	$t_{TS,FB}$	Schlammalter im Faulbehälter	[d]
	M_{FS}	Masse der Feststoffe im Faulschlamm des FB	[kg]
	$M_{\dot{U}S,FS,d}$	täglich abgezogene Feststoffmasse des Faulschlammes	[kg/d]
	V_{FB}	Reaktionsvolumen des Faulbehälters	[m ³]
	$Q_{\dot{U}S,FS,d}$	täglich abgezogene Faulschlammmenge	[m ³ /d]

Das erforderliche Reaktionsvolumen ist proportional dem Schlammalter bzw. der Menge des zugeführten Schlammes.

Soll das Volumen optimiert (minimiert) werden, kann das Schlammalter so klein gewählt werden, dass der Prozess noch stabil und im Rahmen der Zielsetzung (Schlammstabilisierung oder Maximierung der Gasproduktion) betrieben werden kann (Kapitel 2.2, S.205ff). Alternativ kann die Menge des zugeführten Schlammes durch Eindickung reduziert werden, wobei die Feststofffracht konstant bleibt. Die Schlammmenge sinkt indirekt proportional zur Erhöhung der Feststoffkonzentration. Der Trockensubstanzgehalt von statisch eingedickten Schlämmen liegt bei Primärschlamm im Bereich von 3 bis 6 %, bei Überschussschlamm bei etwa 1 % nach der Nachklärung bzw. bei etwa 2,5 % nach weitergehender Eindickung. Mischschlämme erreichen etwa 3 bis 4,5 % (Bischof, 1998; DWA-M 368, 2014; Gujer, 2007; Schneider, 2008). Bei maschineller Eindickung können Feststoffkonzentrationen von 8 % oder mehr erreicht werden. Erfolgt die Schlammendickung maschinell anstatt statisch, sinkt das erforderliche Volumen für die Schlammfäulung auf etwa die Hälfte. Eine Übersicht der Auswirkungen auf den anaeroben Abbauprozess durch Erhöhung der Trockensubstanz ist in Kapitel 2.3 (S. 208ff) dargestellt.

2.2 Ermittlung des Schlammalters

2.2.1 Grundlagen des anaeroben Abbaus

Bei der Faulung werden organische Substanzen unter anaeroben Bedingungen von fakultativ und obligat anaeroben Mikroorganismen abgebaut. Hierbei wird Faulgas produziert, das hauptsächlich aus Methan (CH_4), Kohlendioxid (CO_2) sowie Spuren von Schwefelwasserstoff (H_2S), Ammoniak (NH_3), Stickstoff (N) und Wasserstoff (H) besteht.

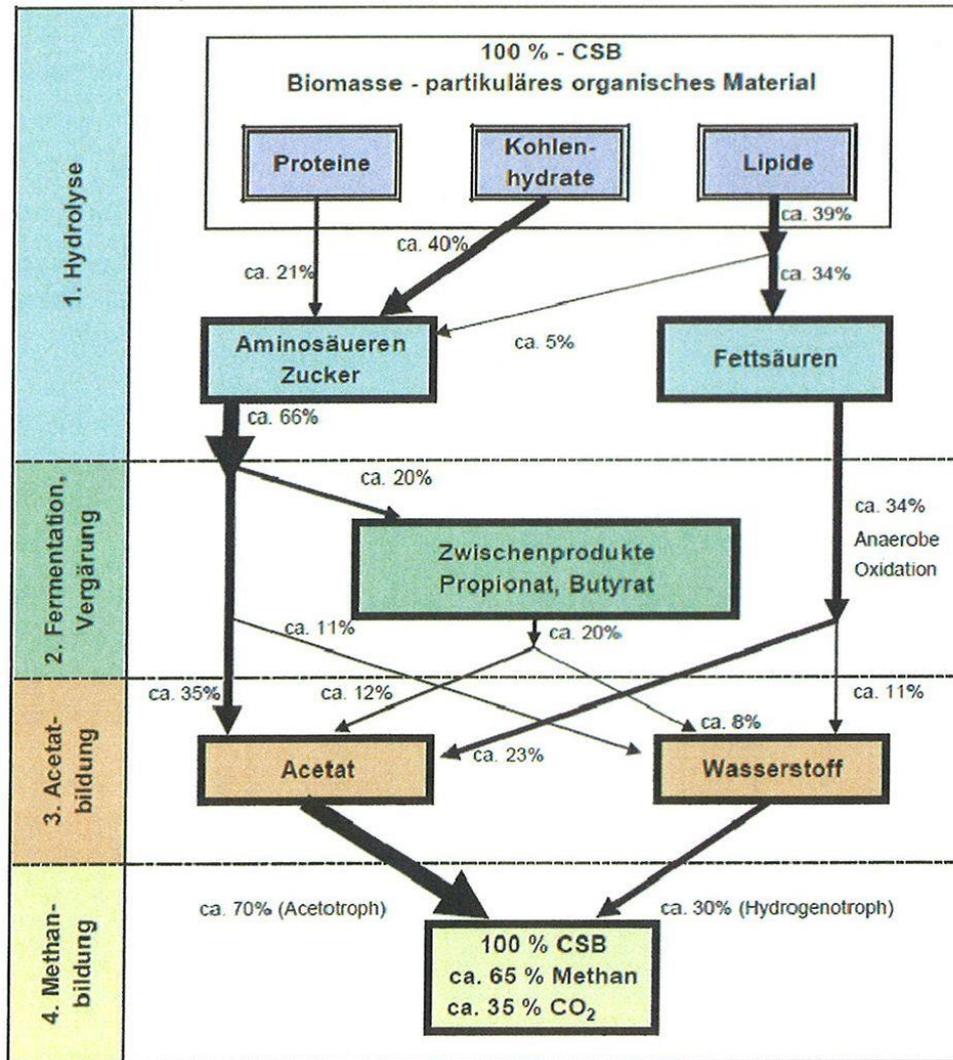


Abbildung 4: Schema des mehrstufigen anaeroben Abbaus (Gujer, 1983)

Der vollständige anaerobe Abbau erfolgt in drei bis vier Stufen von polymeren Stoffen zum Methan (Abbildung 4 Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.). In der Praxis laufen diese Stoffwechselprozesse simultan ab.

1. *Hydrolyse-Phase*: Hochmolekulare, oft ungelöste Stoffe werden durch Enzyme in gelöste Bruchstücke übergeführt.
2. *Versäuerungs-Phase*: Fakultativ und obligat anaerobe Bakterienarten bilden H_2 , CO_2 , kurzkettige organische Säuren (z. B. Buttersäure, Propionsäure, Essigsäure) und Alkohole. Die Methanbakterien können von diesen Zwischenprodukten allerdings nur H_2 , CO_2 und Essigsäure direkt zu Methan umsetzen.
3. *Acetogene-Phase*: Die im zweiten Schritt gebildeten organischen Säuren und Alkohole werden hier zu Essigsäure umgebaut.
4. *Methanogene-Phase*: Hauptsächlich aus Essigsäure und aus H_2 und CO_2 wird Methan gebildet.

2.2.2 Empfehlungen für die Wahl des Schlammalters aus der Literatur

In zahlreichen Literaturstellen finden sich Empfehlungen zur Wahl des Schlammalters in Abhängigkeit von der Anlagengröße (Bischofsberger, Dichtl, Rosenwinkel, Seyfried & Böhnke, 2005; Bischof, 1998; DWA-M 368, 2014; Gujer, 2007). Den angegebenen Werten liegen kinetische Parameter und Erfahrungen aus der Praxis zugrunde, sodass der erforderliche Sicherheitsfaktor inkludiert ist und ausreichend groß sein sollte.

In DWA-M 368 (2014) finden sich Angaben bzgl. empfohlenem Schlammalter und dem enthaltenen Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit von der Anlagengröße für einstufige Schlammfäulungen bei 35 bis 40 °C und einem Ausfallgrad von 85 % (Tabelle 1 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**).

Tabelle 1: Nach DWA-M 368 (2014) empfohlenes Schlammalter einer einstufigen, mesophilen Fäulung

Anlagengröße	enthaltener Sicherheitsfaktor	Schlammalter
EW (E)	SF	$t_{TS,FB}$ d
-	-	d
< 50.000	1,25	20 - 28
50.000 - 100.000	1,15	18 - 25
> 100.000	1,00	16 - 22

Berechnung des Schlammalters über die Wachstumsgeschwindigkeit

Wird die Faulung als einstufiger Ausschwemmreaktor bemessen, müssen folgende Parameter für die Berechnung des theoretischen Mindestschlammalters über die Wachstumsgeschwindigkeit berücksichtigt werden:

- Wachstumsrate μ_{max} [d^{-1}], Sterberate b [d^{-1}]
- Anreicherungsfaktor f_A
- Temperaturfaktor f_T
- Sicherheitsfaktor SF

Bei Meyer (2005) findet sich folgende Formulierung zur Ermittlung des Schlammalters.

$$t_{TS} = \frac{1}{\mu_{max}} \cdot f_A \cdot f_T \cdot SF \quad (2-3)$$

mit:	t_{TS}	Schlammalter	[d]
	μ_{max}	maximale Wachstumsrate	[d^{-1}]
	f_A	Anreicherungsfaktor	[-]
	f_T	Temperaturfaktor	[-]
	SF	Sicherheitsfaktor	[-]

Beispiel: *Berechnung des erforderlichen Schlammalters einer mesophilen, einstufigen Schlammfaulung*

Angabe: maximale Wachstumsrate der maßgeblichen

Bakteriengruppe (Methanosaeta)	$\mu_{max} =$	0,1 d^{-1}
Anreicherungsfaktor	$f_A =$	1,6
Temperaturfaktor	$f_T =$	1,0
Sicherheitsfaktor	$SF =$	1,0

Lösung: Schlammalter $t_{TS} = 1/0,1 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,6 =$ 16 d

2.2.3 Schlussfolgerungen

Durch die Wahl eines geringeren Schlammalters für die Bemessung eines Faulbehälters kann Volumen eingespart werden. Dadurch sinkt der Stabilisierungsgrad, organische Säuren verbleiben im Schlamm, die Geruchsbelastung steigt und der Prozess wird zunehmend instabil, sodass der Überwachungsaufwand steigt.

Wenn das Ziel der anaeroben Behandlung die bestmögliche Stabilisierung des Klärschlammes ist, ist der Handlungsspielraum zur Reduzierung des Schlammalters gering. Ein stabiler Betrieb der Faulung ist von besonderer

Wichtigkeit, weswegen das erhöhte Risiko eines labilen Betriebes durch Reduktion des Schlammalters vermieden werden sollte.

Das größere Potential zur Optimierung (= Minimierung) des Faulraumvolumens besteht somit darin, den Feststoffgehalt des zugeführten Rohschlammes zu erhöhen.

2.3 Höhere Trockensubstanz – Auswirkungen und Hemmung

In diesem Kapitel werden die Auswirkungen auf biochemische Änderungen durch den Betrieb einer Faulung mit erhöhtem Trockensubstanzgehalt beschrieben. Grundlagen der Einflüsse von physikalischen und chemischen Parametern (Temperatur, pH-Wert etc.) auf den anaeroben Abbauprozess werden nicht beschrieben und auf weiterführende Literatur verwiesen, wie z. B. Bischofsberger et al., 2005; Kapp, 1984; Leschber und Loll, 1996; Roediger et al., 1990; Svardal, 1991.

2.3.1 Stickstoffverbindungen

Biomasse besteht weitestgehend aus Kohlenstoff, Stickstoff und Phosphor. Nach der Einbringung der Biomasse in die Faulung kommt es zur Hydrolyse, Kohlenstoffverbindungen werden letztlich zu Gas umgewandelt, Phosphor und Stickstoff gehen in Lösung, sodass deren Konzentrationen in der flüssigen Phase des Faulschlammes höher sind als jene in der flüssigen Phase des Rohschlammes. Je mehr organische Trockensubstanz abgebaut wird, desto mehr Stickstoff und Phosphor werden freigesetzt. Unter folgenden Bedingungen steigen deren Konzentrationen:

- Hoher Abbaugrad der organischen Trockensubstanz in der Faulung
- Hohe Konzentration an organischer Trockensubstanz des Substrats durch Eindickung (Voraussetzung = keine Hemmung)
- Substrat mit hohem Stickstoff bzw. Phosphorgehalt

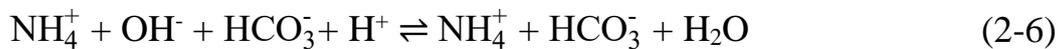
Die Konzentration an Stickstoff in der flüssigen Phase steigt annähernd proportional zur abgebauten organischen Trockensubstanz (Ammonifikation: org. geb. N \rightarrow NH₃). Der frei werdende Stickstoff liegt zunächst als Ammoniak (NH₃) vor (Barker, 1956; Schink, 1988). Ammoniak ist in Wasser sehr gut löslich und reagiert mit Wasser unter Bildung von Hydroxidionen (OH⁻). Das Gleichgewicht dieser Reaktion wird maßgeblich vom pH-Wert bestimmt:



Im Faulwasser befindet sich aufgrund der Gasproduktion Kohlendioxid (CO_2), das zu Hydrogencarbonat (HCO_3^-) dissoziiert. Das Gleichgewicht, abhängig von Konzentration, Temperatur und Druck, liegt hier auf der Seite des Kohlendioxids. Durch Anhebung des pH-Wertes wird das Verhältnis nach rechts verschoben.



Fasst man die Dissoziationsprodukte der Gleichungen (2-4) und (2-5) zusammen, ergibt sich:



Jedes Ammonium-Ion bildet mit einem Hydrogencarbonat-Ion einen Bindungspartner, sodass die Konzentration an Hydrogencarbonat steigt. Dies vergrößert die Pufferkapazität der Flüssigkeit und lässt den pH-Wert ansteigen (Kapp, 1984).

Die gelöste CO_2 -Konzentration im Faulschlamm ist proportional zum CO_2 -Partialdruck des Faulgases, der bei kommunalem Faulschlamm zwischen 25 und 35 % schwankt. Die Ammonium-Konzentration im Faulschlamm ist proportional der Konzentration an hydrolysierbarem organisch gebundenen Stickstoff im Rohschlamm und damit dessen Feststoffgehalt. Eine weitergehende Voreindickung bewirkt somit eine höhere Alkalität im Faulschlamm und damit eine Stabilisierung des Faulprozesses (Svardal, 2002). Der Zusammenhang zwischen der CO_2 -Konzentration des Faulgases, der Ammonium-Konzentration im Faulschlamm und des sich einstellenden pH-Wertes ist in Abbildung 5 dargestellt. Andere Substanzen, die den pH-Wert beeinflussen könnten, wurden in dieser Abbildung nicht berücksichtigt, weil deren Konzentration unter normalen Prozessbedingungen sehr gering sind und somit vernachlässigt werden können.

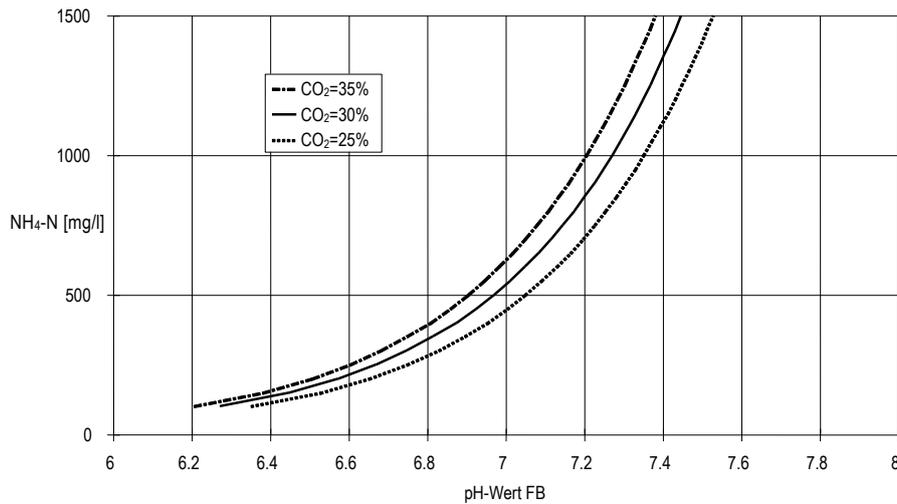


Abbildung 5: Abhängigkeit des pH-Wertes im Faulbehälter von der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration bei unterschiedlichem CO_2 -Gehalt des Faulgases (Svardal, 2002)

Das Verhältnis des Dissoziationsgleichgewichtes von $\text{NH}_3/\text{NH}_4^+$ hängt vom pH-Wert und der Temperatur ab (Rautenbach et al. (1995)). Bei einem pH-Wert von 7 liegt etwa 1 % als undissoziiertes Ammoniak vor, bei einem pH-Wert von 8 sind es etwa 10 % (Abbildung 6). Im Wesentlichen beeinflusst der Anteil des Ammoniaks den pH-Wert und die Hemmung.

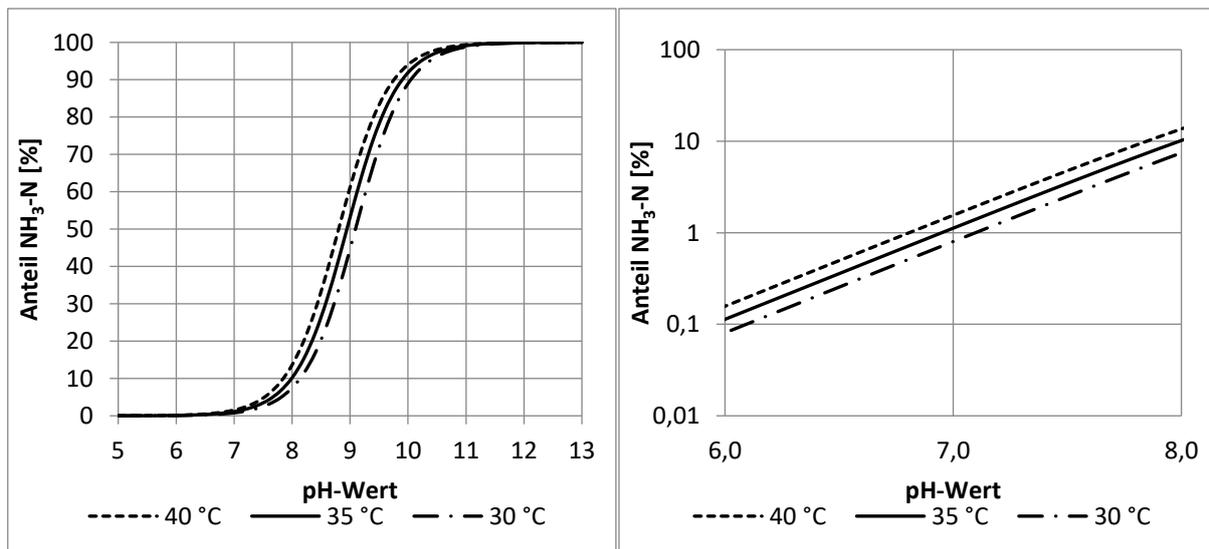


Abbildung 6: Dissoziationsgleichgewicht $\text{NH}_3\text{-N}/\text{NH}_4\text{-N}$ nach Rautenbach et al. (1995); links: x- und y-Achse linear; rechts: logarithmische Darstellung der y-Achse

Der pH-Wert wird mit steigender Konzentration an Ammoniak höher. Solange der Anteil des Ammoniaks sehr gering ist, also der Wert $\text{NH}_3/\text{NH}_4^+$ sehr klein ist, ändert sich der pH-Wert kaum. Steigt der Wert an, kommt es zu einem raschen Anstieg des pH-Wertes.

Die hohe Toxizität von Ammoniak resultiert daher, dass molekularer Ammoniak leichter durch die biologische Membran diffundiert als Ammonium (Hobiger, 1996; Hütter, 1992). Das Maß der Hemmung wird vom Anteil des Ammoniaks bzw. dessen vorliegender Konzentration bestimmt. Bei der Schlammfaulung reagieren vor allem die acetoclastischen Methanbakterien empfindlich auf Ammoniak.

Die zulässige Ammonium-Konzentration, bei der es noch zu keiner Hemmung kommt, liegt nach Kroiss (1985) bei einem pH-Wert von 7,5 und einer Temperatur von 38 °C bei etwa 1.200 mg $\text{NH}_4\text{-N/L}$, was einer Konzentration von 50 mg $\text{NH}_3\text{-N/L}$ entspricht.

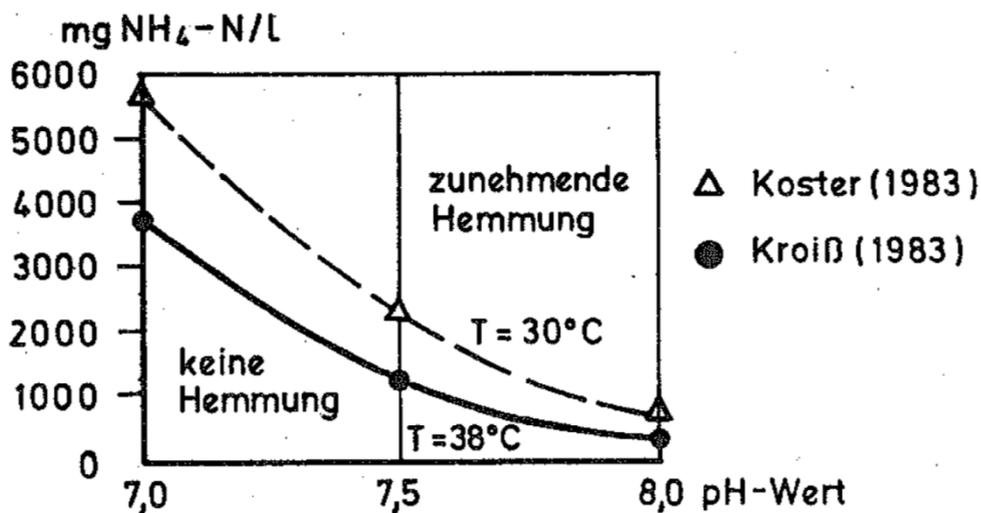


Abbildung 7: Zulässige $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration in Abhängigkeit von pH-Wert und Temperatur (Kroiss, 1985)

Laboruntersuchungen, die im Zuge des Projekts EOS durchgeführt wurden, kommen zu einem ähnlichen Ergebnis. Bei jeweils 37 °C wurden Laborreaktoren mit verschiedenen Feststoffkonzentrationen beschickt, sodass sich unterschiedliche Ammonium-Konzentrationen eingestellt haben (Abbildung 8). Ab einer Konzentration von etwa 2.000 mg $\text{NH}_4\text{-N/L}$ zeigt sich eine Verschlechterung des oTS-Abbaus. Der pH-Wert lag bei etwa 7,4, sodass sich eine beginnende Hemmung ab ~63 mg $\text{NH}_3\text{-N/L}$ errechnet.

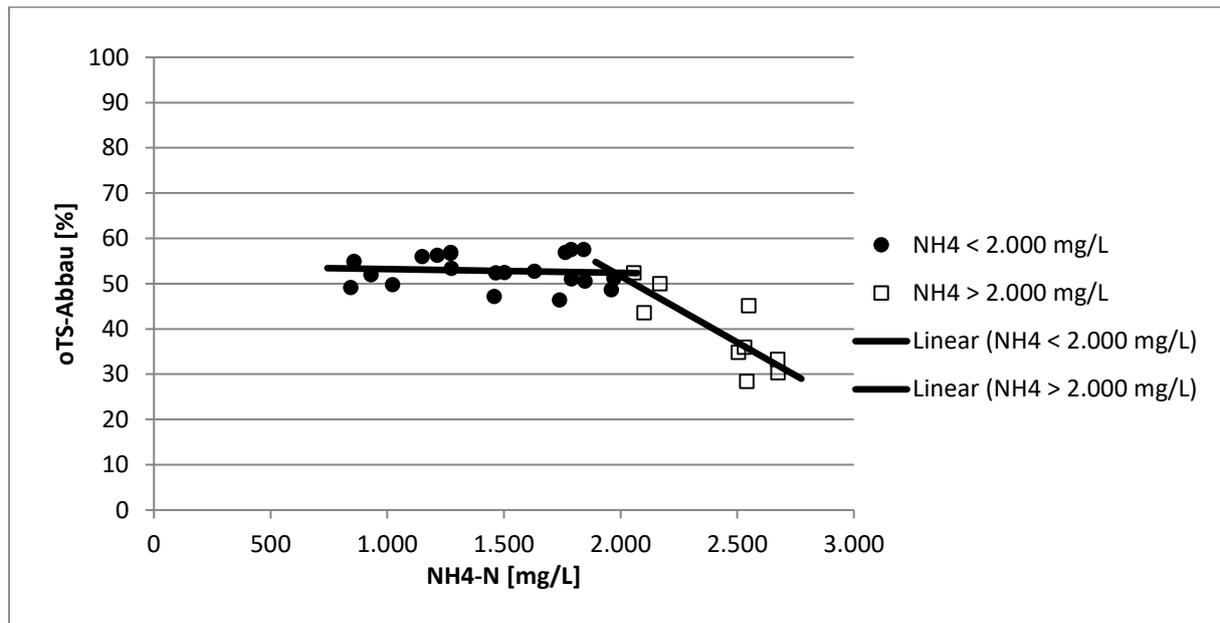


Abbildung 8: oTS-Abbau in Abhängigkeit von der Ammonium-Konzentration (Baumgartner und Jahn, 2014)

Ist der Anteil des Stickstoffs im Rohschlamm (TS_{RohS}) und der oTS-Abbau konstant, stellt sich eine Ammonium-Konzentration ein, die proportional zur TS_{RohS} ist.

2.3.2 Organische Säuren

Organische Säuren gelangen entweder über das Substrat in die Faulung (z. B. durch eine vorgeschaltete Versäuerungsstufe) oder akkumulieren sich, wenn die Methanbakterien langsamer arbeiten, als organische Säuren durch Hydrolyse oder acetogene Bakterien gebildet werden. Dies ist dann der Fall, wenn die Population an Methanbakterien nicht groß genug ist oder eine Hemmung der Methanbakterien vorliegt. Ist der Prozess der Schlammfäulung stabil, liegt die Konzentration an organischen Säuren unter 200 mg/L, da produzierte Säuren sofort wieder abgebaut werden. Durch die Akkumulation an organischen Säuren kommt es zu einem Absinken des pH-Wertes. Bei einer hohen Pufferkapazität erfolgt dies jedoch kaum bis gar nicht. Eine hohe Pufferkapazität wird beispielsweise durch den Betrieb der Faulung mit hoher Trockensubstanz und damit hohem Ammoniumgehalt sichergestellt. Die in der Faulung vorhandenen organischen Säuren dissoziieren, was mit der folgenden allgemeinen Gleichgewichtsbedingung beschrieben werden kann (Kroiss, 1985; Kunst, 2005):



Die undissoziierten Säuren wirken hemmend und deren Anteil ist abhängig vom pH-Wert. Je höher der pH-Wert ist, desto kleiner ist der Anteil an undissoziierten Säuren und damit deren hemmende Wirkung (Abbildung 9).

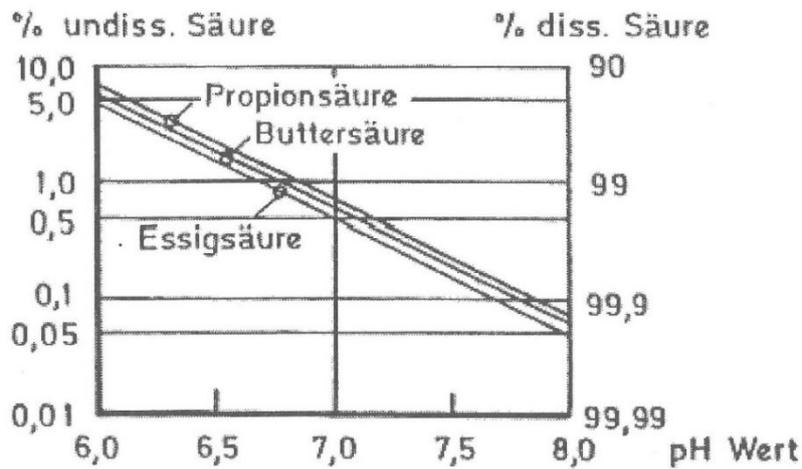


Abbildung 9: Prozentualer Anteil der undissoziierten Säuren an den Gesamtsäuren in Abhängigkeit vom pH-Wert (Kroiss, 1985)

Die Abbildung 10 wurde von Kroiss (1985) nach den Daten von Durate und Anderson (1982) berechnet und zeigt, dass die Hemmung im Anaerobreaktor mit steigendem pH-Wert abnimmt. Damit dies verhindert wird, sollte der CSB-Abbau möglichst weitgehend erfolgen, damit Restkonzentrationen an organischen Säuren die Methanbakterien nicht hemmen. Dies wird durch ein hohes Schlammalter erreicht, da entsprechend der Monod-Kinetik die Restkonzentrationen bei hohem Schlammalter klein sind (Kreuzinger, 2005).

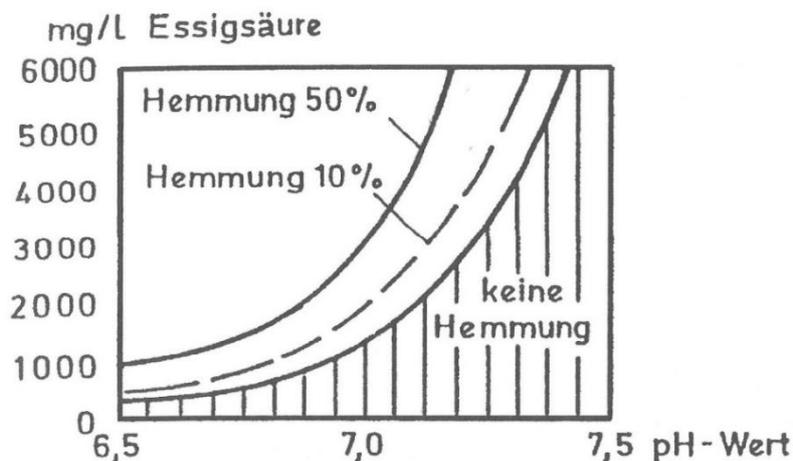


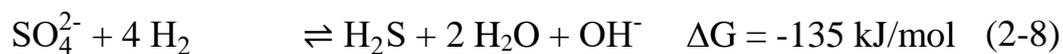
Abbildung 10: Hemmung der Methanbildung in Abhängigkeit vom pH-Wert und der Essigsäurekonzentration (Kroiss, 1985)

2.3.3 Schwefelverbindungen

Schwefel kommt entweder über den Schlamm oder über die flüssige Phase (z. B. Sulfat aus Trübwasser oder Waschmitteln) in den Faulreaktor. Im Schlamm ist der Schwefel biologisch gebunden, was hauptsächlich bei kommunalen Anlagen der Fall ist. Bei zahlreichen Industrieprozessen fällt sulfatreiches Abwasser an. In diesem Fall gelangt der Schwefel überwiegend über die flüssige Phase in den anaeroben Reaktor.

Unter anaeroben Bedingungen wird Sulfat durch sulfatreduzierende Bakterien (SRB) bei der Umsetzung von Kohlenstoffverbindungen bzw. Wasserstoff zu Schwefelwasserstoff reduziert (Kunst, 2005).

Sulfatreduktion:



Methanbildung:



Ist die Sulfatkonzentration erhöht, stehen die sulfatreduzierenden Bakterien in Konkurrenz zu den Methanbakterien, da beide Gruppen die gleichen Substrate verwenden. Dabei haben die sulfatreduzierenden Bakterien den Vorteil, dass die frei werdende Energie (Bildungsenthalpie) bei der Sulfatreduktion größer ist als jene bei der Methanbildung. Die Substrate Essigsäure und Wasserstoff werden von den sulfatreduzierenden Bakterien bevorzugt verwendet und nur der verbleibende Rest kann von den Methanbakterien genutzt werden.

Wie bei vielen anderen Stoffen bestimmt nur der undissoziierte gelöste Anteil des Schwefelwasserstoffes die Hemmung des anaeroben Abbaus, insbesondere der acetoclastischen Methanbakterien. Das bei der Sulfatreduktion gebildete Sulfid liegt in einem Reaktor in drei Formen vor (Kroiss, 1985):

- Schwefelwasserstoff im Gas (H_2S)
- gelöster Schwefelwasserstoff in der Flüssigkeit (H_2S), undissoziiert und hemmend
- dissoziierte Form (HS^- , S^{2-})

Schwefelwasserstoff dissoziiert in Abhängigkeit vom pH-Wert nach folgender Reaktionsgleichung:

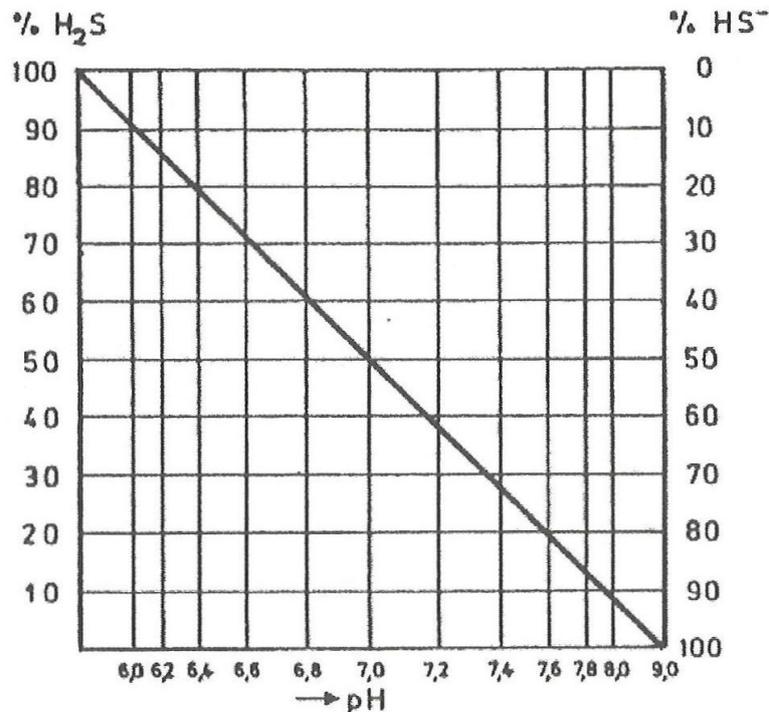


Abbildung 11: Anteil von HS⁻ und H₂S am Gesamtsulfid in Abhängigkeit vom pH-Wert (Kroiss, 1985)

Der Anteil des toxischen H₂S nimmt mit steigendem pH-Wert ab. Wird die Faulung bei hohem Trockensubstanzgehalt betrieben, liegt die Ammonium-Konzentration und damit der pH-Wert etwas höher. Somit wird durch Faulung bei hohem Trockensubstanzgehalt der Gefahr einer H₂S-Toxizität entgegengesteuert.

Das chemische Gleichgewicht wird neben dem pH-Wert auch noch vom Partialdruck des Schwefelwasserstoffs in der Gasphase $p_{\text{H}_2\text{S}}$ und der Konzentration des Schwefelwasserstoffs in der Flüssigkeit $c_{\text{H}_2\text{S}}$ bestimmt. Der Partialdruck des Schwefelwasserstoffs ist sehr stark von der Gasproduktion (CH₄ + CO₂) im Reaktor abhängig, diese hängt wiederum von biochemischen und chemischen Prozessen ab. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 12 dargestellt.

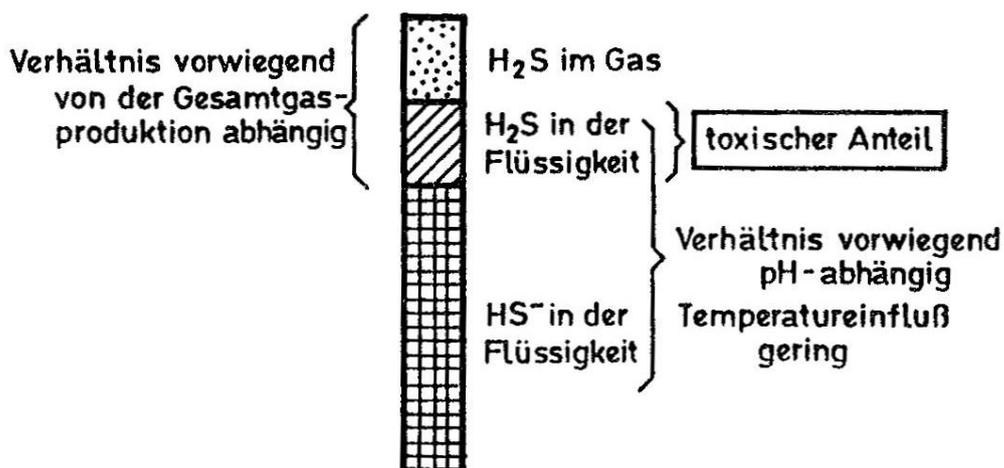


Abbildung 12: Verteilung der Sulfidfraktionen auf Gas und Wasser (Kroiss, 1985)

Da es eine starke Verknüpfung zwischen der H_2S -Toxizität und dem Verhältnis von abbaubarem CSB zu reduzierbarem Schwefel (CSB_{abb}/S_r) gibt, lässt sich eine Abschätzung über zu erwartende Probleme machen (Kroiss, 1985).

- $CSB_{abb}/S_r \geq 100$ anaerobe Reinigung möglich; keine Probleme durch H_2S zu erwarten
- $15 > CSB_{abb}/S_r < 100$ anaerobe Reinigung möglich; H_2S -Probleme müssen berücksichtigt werden
- $CSB_{abb}/S_r < 15$ Methanproduktion nur in Sonderfällen möglich

Bei Schlammfäulung mit hohem Feststoffgehalt spielt der Schwefelwasserstoff bzgl. der Stabilität des Faulprozesses i.d.R. keine Rolle, sehr wohl aber bei der Gasverwertung.

2.3.4 Phosphor

Phosphor kommt über das Substrat in die Fäulung, wo dieser überwiegend biologisch gebunden ist. Durch Hydrolyse wird dieser frei und liegt dann gelöst als Orthophosphat (PO_4^-) vor. Sind Ammonium, Phosphor und Magnesium in der flüssigen Phase des Faulschlammes vorhanden, kann es unter alkalischen Bedingungen zu Ausfällungen von MAP (Magnesium-Ammonium-Phosphat) kommen. MAP kristallisiert an Oberflächen, sodass es zur Verengung von Rohrleitungen kommen kann.

Eine Methode diese Problem zu beherrschen ist es Phosphor gezielt als MAP zu fällen, was beispielsweise auf der Kläranlage Berlin Wassmannsdorf durchgeführt wird (Lesjean et al., 2003; Meinel und Gnirss, 2014).

Beim Betrieb einer kommunalen Schlammfäulung mit hoher Trockensubstanz sind eine hohe Ammonium-Konzentration und ein pH-Wert von 7,2 bis 7,6 zu erwarten. Handelt es sich beim Substrat um kommunalen Klärschlamm, ist im Gegensatz zu industriellen Anlagen mit einem höheren Phosphorgehalt zu rechnen. Die Menge, die als MAP ausfällt, ist weitestgehend vom Magnesium-Gehalt im Faulschlamm limitiert.

2.3.5 Zusammenfassung

Wird eine Fäulung mit erhöhter Trockensubstanz betrieben, wirkt die höhere Ammonium-Konzentration günstig auf den Prozess, da der pH-Wert angehoben wird und die Pufferkapazität steigt. Erst ab einer Ammonium-Konzentration von etwa 2.000 mg/L ist eine Hemmung und damit einer Verschlechterung des Substratabbaus zu erwarten.

Durch die Erhöhung des pH-Wertes wird die Gefahr verringert, dass H₂S-Toxizitäten maßgeblich werden könnten.

Kommt es in der Fäulung zu einer vorübergehenden Erhöhung der Konzentration an organischen Säuren, wird das Absinken des pH-Werts durch die erhöhte Pufferkapazität aufgrund der hohen Ammonium-Konzentration abgepuffert. Durch ein hohes Schlammalter in der Fäulung kann die Gefahr der Hemmung durch organische Säuren kompensiert werden.

3 Auswertungen: Versuche zur Schlammfäulung

3.1 Versuchsanlage zur Schlammfäulung – Pilotmaßstab

Mit einer Anlage im Pilotmaßstab wurden Fragestellungen untersucht, für die der Labormaßstab nicht geeignet ist. Im Zuge des Projekts EOS sollten vor allem der Abbau von oTS bzw. CSB unter Realbedingungen ermittelt werden. Weiters sollten die Eindickfähigkeit des Schlammes, Polymerverbrauch bei der maschinellen Eindickung, Durchmischung im Faulbehälter, Schäumen, Verzopfungspotential und das Verhalten von Pumpen, Rohrleitungen und Sonden im Betrieb untersucht werden.

Komponenten der Versuchsanlage zur Schlammfäulung:

- Maschinelle Eindickung (Seihband); zur Eindickung des Rohschlammes
- Vorlagebehälter: Stapelung des eingedickten Schlammes (2 Stk., je 10 m³)
- Schlammumwälzung mit Heizsystem
- Faulbehälter (130 m³) mit Gas-Doppelmembranspeicher (60 m³)

- Blockheizkraftwerk zur Gasverwertung
- Gasfackel (Noteinrichtung)

Komponenten der Versuchsanlage zur Trübwasserbehandlung:

- Schlammwässerung (Schneckenpresse)
- Trübwasserpufferbehälter (5 m³)
- Trübwasserbehandlung (2 Stk, je 2 m³)



Abbildung 13: Versuchsanlage, Außenansicht (Aufnahmedatum: 17.04.2013)

Hinweis: Die Fragestellungen zur Behandlung des Trübwassers der Schlammfäulung wurden untersucht bei (Baumgartner, Svardal, Parravicini & Krampe, 2018).

3.2 Auswertung: Verhältnis CSB/oTS

Der Medianwert aller vorliegenden Daten für den Rohschlamm der Pilotanlage beträgt für das Verhältnis CSB/oTS 1,86. Damit liegt dieser zwar über dem typischen Bereich von 1,6 bis 1,8, ist aber plausibel. Deutlich ist eine jahreszeitliche Schwankung auszumachen, die das Maximum in der warmen Jahreszeit (Anfang August) und das Minimum in der kalten Jahreszeit (Anfang Februar) hat.

Beim Faulschlamm beträgt der Medianwert des Verhältnisses CSB/oTS 1,57. Eine jahreszeitliche Schwankung ist nicht festzustellen. Die Qualität der Stabilisierung ist über das Jahr und über alle durchgeführten Betriebseinstellungen bei der Pilotanlage gleich.

3.3 Auswertungsergebnisse der wesentlichen Versuchsphasen

Der oTS-Abbau beim „Standardbetrieb“ liegt bei 50,5 %, der Abbau bei „max. Belastung“ ist mit 52,7 % etwas höher. Dieser Unterschied kann damit begründet werden, dass bei niedriger Temperatur in der Abwasserreinigungsanlage mehr CSB bzw. oTS in den Überschussschlamm eingelagert wird. Gründe hierfür sind die verminderte Sterberate und geringere Hydrolyse bei niedriger Temperatur.

Der CSB-Abbau liegt beim „Standardbetrieb“ und „max. Belastung“ bei etwa 59 %. Analog der oTS-Auswertung sollte der CSB-Abbau bei „max. Belastung“ etwas höher liegen. Der geringere Wert kann mit der Unschärfe der Analytik begründet werden.

Der TS-Abbau beträgt beim „Standardbetrieb“ ca. 37 %, bei „max. Belastung“ ca. 41 %. Dieser Unterschied ist auf den unterschiedlichen Anteil an anorganischer Trockensubstanz (aTS) im Zulauf der Kläranlage zu begründen. Der Glühverlust des Rohschlammes beträgt beim „Standardbetrieb“ 75,1 % und bei „max. Belastung“ 81,1 % und spiegelt den höheren Anteil an Sand während der warmen Monate wieder, in denen es mehr Regenereignisse gab.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Betrieb bei einem Schlammalter von etwa 20 Tagen problemlos möglich ist.

Tabelle 2: Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Übergeordneter Parameter	Parameter	Einheit	Standard - betrieb	max. Belastung g
Betriebsparameter	Ø Temperatur	°C	38,0	37,9
	t _{TS}	d	24,2	19,8
	B _{R,CSB}	kg/(m ³ ·d)	3,79	4,91
	pH-Wert	-	7,52	7,37
Konzentrationen	Ø TS _{FS}	kg/m ³	40,65	38,63
	Ø oTS _{FS}	kg/m ³	24,10	25,06
	Ø NH ₄ -N	mg/L	1.885	1.819
TS	TS-Reduktion	%	37,2	41,0
oTS	oTS _{Abbau}	%	50,5	52,7
	Ø GV _{zu}	%	75,2	81,1
	Ø GV _{ab}	%	59,3	65,0
CSB	Ø CH ₄	%	64,6	63,2
	CSB-Abbau	%	59,4	59,3
	CSB-Bilanz	%	99,7	96,8
Spezifische Werte	Zu: CSB/oTS	-	1,88	1,82
	Ab: CSB/oTS	-	1,60	1,60
	spez. Gasertrag	Nm ³ /kg oTS _{zu}	0,591	0,626
	spez. Gasertrag	Nm ³ /kg CSB _{zu}	0,314	0,343

Auswertungsergebnisse auf Basis von Einwohnerwerten

In Tabelle 2 wurden keine auf Einwohnerwerte spezifischen Kennwerte angegeben, da die Vergleichbarkeit mit der Definition des Einwohnerwertes eingeschränkt ist und die zukünftige Betriebsweise der HKA hierbei nicht abgebildet wäre. Die Ermittlung der spezifischen Gasproduktion erfolgte einerseits auf Daten der Pilotanlage und andererseits mittels dynamischer Simulation und weiterführender Annahmen hinsichtlich der zukünftigen Betriebsweise (Tabelle 3).

Tabelle 3: ermittelte spezifische Gasproduktion

Art/Quelle der Datenermittlung	Betriebsweise	Einheit	Standardbetrieb	max. Belastung
Pilotanlage	derzeitig	L/(EW·d)	25,1	28,6
dynamischer Simulation (mit Transferkoeffizienten der gegenwärtigen Schlammproduktion) und Ergebnisse der Pilotanlage	derzeitig	L/(EW·d)	26,6	29,1
	zukünftig (energieoptimiert: Maximierung der Schlammproduktion; Trübwasserbehandlung)	L/(EW·d)	26,0	28,4

Die auf Basis der TS ermittelte Gasproduktion (25,1 L/EW/d) müsste formal gleich groß sein wie jene auf Basis des CSB (26,6 L/EW/d). Der prozentuelle Unterschied fällt angesichts der zahlreichen Einflussfaktoren mit 6,0 % relativ gering aus und liegt in der Unschärfe der Auswertungsmethoden. Es wird angenommen, dass der als Eingangsparameter erforderliche Wert für die TS ungenauer ist als jener des CSB, weshalb der aus dem CSB ermittelte spezifische Gasertrag als wahrscheinlicher angenommen werden kann. Die Simulationsergebnisse berücksichtigend, ergibt sich ein zukünftiger spezifischer Gasertrag von 26,0 L/EW/d, der etwa jenem bei gegenwärtiger Betriebsweise entspricht.

Wie auch schon in Tabelle 2 ersichtlich, ist die bei maximaler Belastung der Anlage ermittelte spezifische Gasproduktion geringfügig größer als bei einem Schlammalter von etwa 25 Tagen. Erwartungsgemäß müsste dies umgekehrt sein und kann damit begründet werden, dass während der kalten Jahreszeit in der Abwasserreinigungsanlage mehr CSB bzw. oTS in den Überschussschlamm eingelagert wird.

3.4 Stickstoff: Bilanzierung

Im Unterschied zur Methodik der CSB-Bilanzierung wird hier nicht ein Vergleich der zugeführten Frachten durchgeführt. Da beim Stickstoff im Faulbehälter kein Masseverlust zu erwarten ist und davon ausgegangen werden kann, dass der Stickstoff in einem bestimmten, nicht bzw. kaum schwankenden Verhältnis zur

TS, oTS bzw. zum CSB vorliegt, kann die Konzentration des Inputs direkt der Konzentration des Outputs gegenüber gestellt werden.

Nimmt man das mittlere Verhältnis von 47,25 mg NH₄-N/g TS_{FS} als Basis (mit einer Schwankungsbreite des Medianwertes von ± 3,60 mg/L), lässt sich die zu erwartende NH₄-N-Konzentration im Faulbehälter ermitteln. Wird eine bestimmte TS-Reduktion in der Faulung angenommen, kann die zu erwartende Ammonium-Konzentration eine zugehörige Konzentration des TS_{RohS} abgeschätzt werden (Abbildung 14).

Bei einer TS_{FS} von 4,0 % ergibt sich eine NH₄-N-Konzentration von 1.890 mg/L. Die zugehörige TS_{RohS} ist abhängig vom Glühverlust und unterliegt jahreszeitlichen Schwankungen und kann mit TS_{RohS} = 6,8 % abgeschätzt werden.

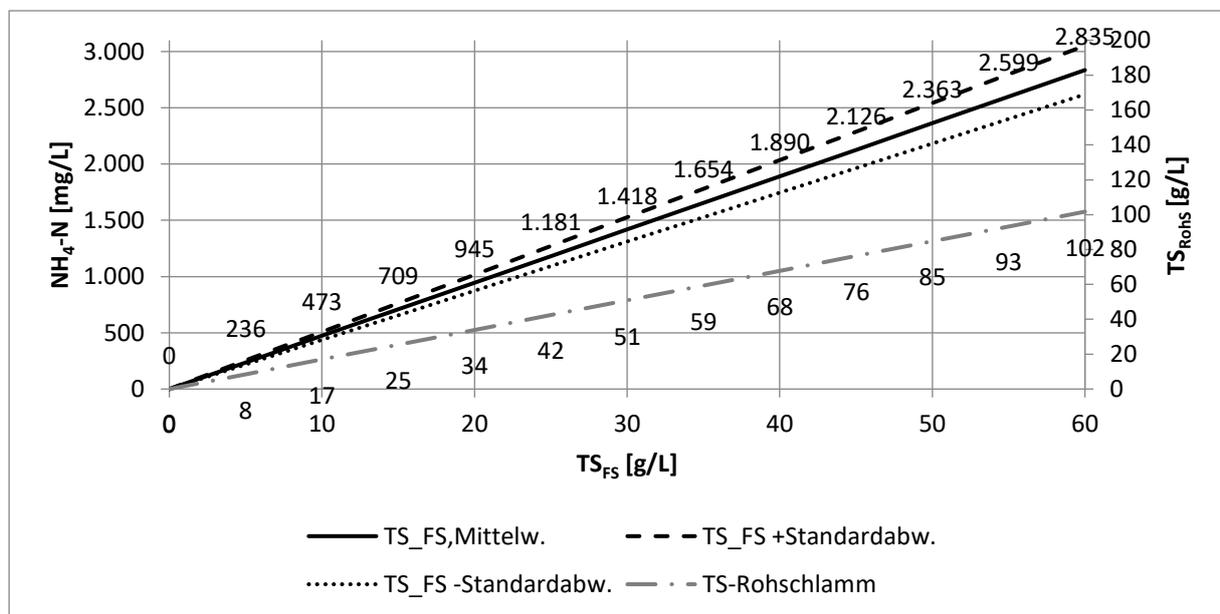


Abbildung 14: Ammonium-Konzentration im Faulschlamm, abhängig von TS im Faulbehälter; Datenbasis: Mittelwerte NH₄-N/TS_{FB} und zugehörige Werte TS_{RohS}, Annahme: TS-Reduktion = 41 %

4 Rheologie

Die Rheologie ist ein wissenschaftliches Teilgebiet, das sich mit dem Verformungs- und Fließverhalten von flüssigen bis plastischen Stoffen beschäftigt. Unterschiedliche Fluide (z. B. Wasser, Öl) weisen auch unterschiedliche rheologische Stoffeigenschaften auf.

Auf Kläranlagen werden Fluide mit unterschiedlichen rheologischen Parametern bewegt (Wasser, verschiedene Klärschlamme mit unterschiedlicher TS). Die unterschiedlichen Parameter hinsichtlich Rheologie führen beim Rohrleitungstransport zu verschiedenen hohen Druckverlusten. Ähnlich verhält es sich auch beim Mischen in Behältern.

4.1 Rheologische Versuche

Die rheologischen Versuche im Labor wurden durchgeführt, um Kennwerte mit einer genormten Messeinrichtung zu ermitteln (Kapitel 4.1.1). In Feldversuchen wurden die Ergebnisse verifiziert (Kapitel 4.1.2).

4.1.1 Laborversuche

Die Rheometrie beschäftigt sich mit der Messung der Fließeigenschaften von Stoffen. Je nach Anwendungsbereich werden unterschiedliche Messsysteme eingesetzt. Für nicht-Newtonsche Flüssigkeiten eignen sich Rotationsviskosimeter und Rotationsrheometer (Moshage, 2004).

Ein **Rotationsviskosimeter** ist ein Messgerät, in dem eine Substanz zwischen einer rotierenden und einer feststehenden Wandung geschert wird. Die Spaltweite zwischen dem rotierenden und dem feststehendem Messkörper sowie die Drehzahl des rotierenden Körpers beeinflussen die Scherrate $\dot{\gamma}$ der Probe. Fließ- bzw. Viskositätsfunktionen können ermittelt werden, indem bei Vorgabe einer definierten Scherrate die resultierende Schubspannung τ bestimmt wird. Bei modernen Rotationsviskosimetern kann die Scherrate über eine elektrische Regelung der Motordrehzahl eingestellt werden (Moshage, 2004).

Mit einem **Rotationsrheometer** kann zusätzlich bei einer definierten Schubspannung die zugehörige Scherrate bestimmt werden.

Die rheologischen Parameter der in dieser Arbeit beschriebenen Schlämme wurden mittels Rotationsrheometer gemessen.

Als Messsystem wurde dabei ein nach DIN 53019-1 (2008) genormtes **koaxiales Zylindermesssystem** verwendet, das von Moshage (2004) als geeignet für die rheologischen Untersuchungen von Klärschlämmen erachtet wird.

Ein solches Messgerät besteht aus einem inneren und einem äußeren Zylinder mit identischer Rotationsachse. In den äußeren Zylinder wird die Messprobe gefüllt.

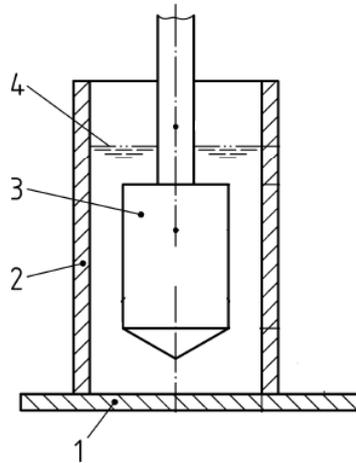


Abbildung 15: Koaxiales Zylindermesssystem; 1: Boden Außenzylinder, 2: Außenzylinder, 3: Innenzylinder, 4: Füllhöhe der Messprobe; Abbildung übernommen aus DIN 53019-1 (2008)

Damit die Ergebnisse der verschiedenen Schlämme untereinander vergleichbar sind, wurde stets das gleiche Messprogramm absolviert: 500-180/300/180

mit: 500	maximale Scherrate $\dot{\gamma}$ des Messprogramms	[s ⁻¹]
180	Dauer der Aufwärtsrampe	[s]
300	Dauer der konstanten Scherrate	[s]
180	Dauer der Abwärtsrampe	[s]

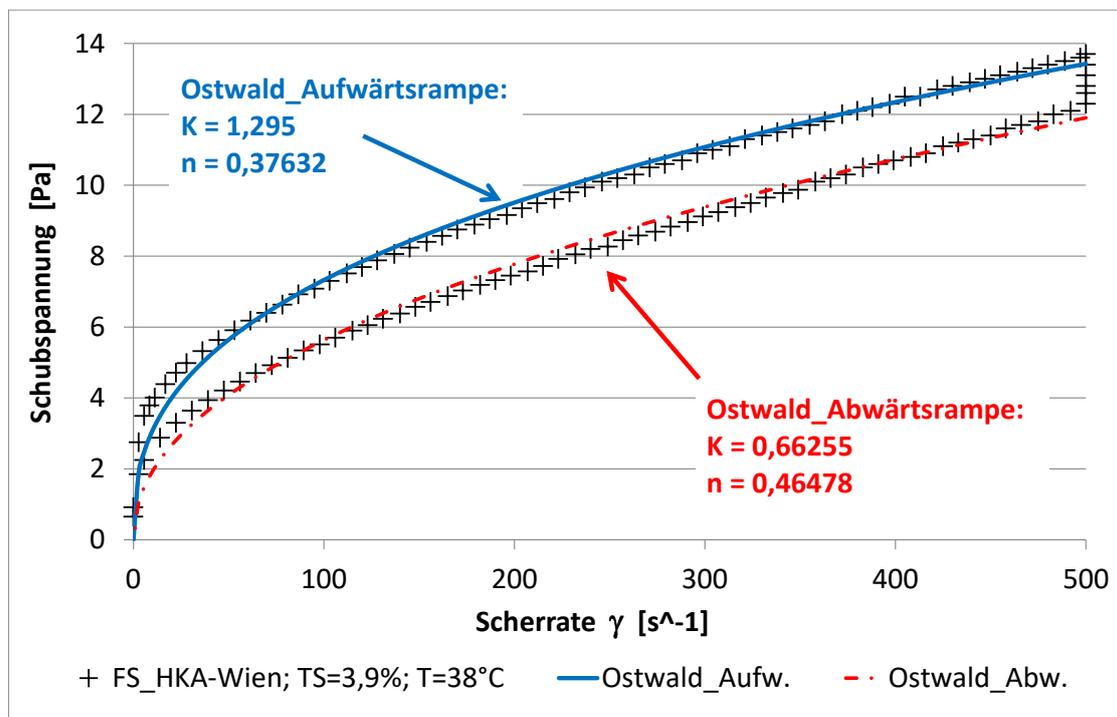


Abbildung 16: Fließkurve Faulschlamm Pilotanlage HKA-Wien – TS = 3,9 %; T = 38 °C; Messprogramm: 500-180/300/180; Anpassungsfunktion Ostwald-de Wale an Aufwärts- und Abwärtsrampe (Füreder, 2014)

Ein Beispiel für das Ergebnis eines Rheometer-Versuches ist in Abbildung 16 dargestellt. Die Aufwärtsrampe zeigt die Fließkurve eines unbeanspruchten Faulschlammes, die Abwärtsrampe stellt sich bei Reduzierung der Scherrate ein, nachdem für einige Zeit die Beanspruchung am Maximum gehalten wurde (hier 300 Sekunden). Der Unterschied erklärt sich aus dem thixotrope Verhalten von Faulschlamm.

Sowohl die Aufwärts-, als auch die Abwärtsrampe wurden mittels Ausgleichsfunktion nach Ostwald-de Waele approximiert (Formel 4-1), sodass man die Koeffizienten n und K erhält, die für weitere hydraulische Berechnungen herangezogen werden können.

$$\tau = K \cdot \dot{\gamma}^n \quad (4-1)$$

mit:	τ	Schubspannung	[Pa]
	K	Konsistenzfaktor	[Pa · s ⁿ]
	n	Fließindex	[-]
	$\dot{\gamma}$	Scherrate	[s ⁻¹]

4.1.2 Zusammenstellung hydraulischer Kennwerte

Im Zuge der Versuche zum Projekt EOS wurden zahlreiche rheologische Untersuchungen durchgeführt. In den nachfolgenden Tabellen werden ermittelte Fließparameter (n , K) für Rohschlamm und Faulschlamm angegeben.

Tabelle 4: Experimentell bestimmte Fließparameter (n , K) von Rohschlamm

TS %	K Pa · s ⁿ	n -	τ bei 500s ⁻¹ * Pa	Probe -
6,01	4,17	0,44	64,6	RohS 5
6,83	19,33	0,24	85,0	RohS 2
7,19	16,62	0,32	121,9	RohS 15
7,73	12,84	0,36	123,2	RohS 18
8,03	36,50	0,22	145,9	RohS 4
8,51	23,19	0,26	117,6	RohS 1

Tabelle 5: Experimentell bestimmte Fließparameter (n , K) von Faulschlamm

TS %	K Pa · s ⁿ	n -	τ bei 500s ⁻¹ * Pa	Probe -
3,20	0,45	0,43	6,6	FS 5
3,69	0,98	0,38	10,7	FS 6
3,90	1,30	0,38	13,4	FS 8
3,99	0,50	0,45	8,4	FS 1
4,12	1,93	0,32	14,5	FS 7
4,14	2,40	0,32	17,2	FS 9
4,37	1,11	0,39	12,2	FS 4
4,44	1,69	0,36	15,9	FS 11
4,61	1,21	0,36	11,5	FS 3
4,65	1,19	0,37	11,6	FS 2

4.1.3 Feldversuche: Messgerät und Messsystem

Die Validierung der Verlusthöhenberechnung erfolgte über Differenzdruckmessung im Feldversuch. Dies wurde im Zuge des Projekts EOS auf der HKA-Wien realisiert (Abbildung 17). Die Versuchseinrichtung bestand aus einem Behälter (~5 m³), in dem der zu untersuchende Schlamm vorgelegt wurde, einer Exzentrerschneckenpumpe, einem IDM und zwei Drucksonden, um den Differenzdruck zu bestimmen. Die Rohrstrecke wurde zwischen den beiden Drucksonden kreisrund ausgelegt, sodass diese weitgehend einer geraden Rohrstrecke entsprach und Verluste aufgrund Rohrkrümmung vernachlässigt werden konnten. Schlämme verschiedener Qualitäten (Faulschlamm, maschinell eingedickter Rohschlamm mit unterschiedlicher TS) wurden durch die Versuchsstrecke gepumpt, die Durchsatzleistung variiert, sodass zu verschiedenen Fließgeschwindigkeiten der zugehörige Druckverlust aufgenommen wurde.

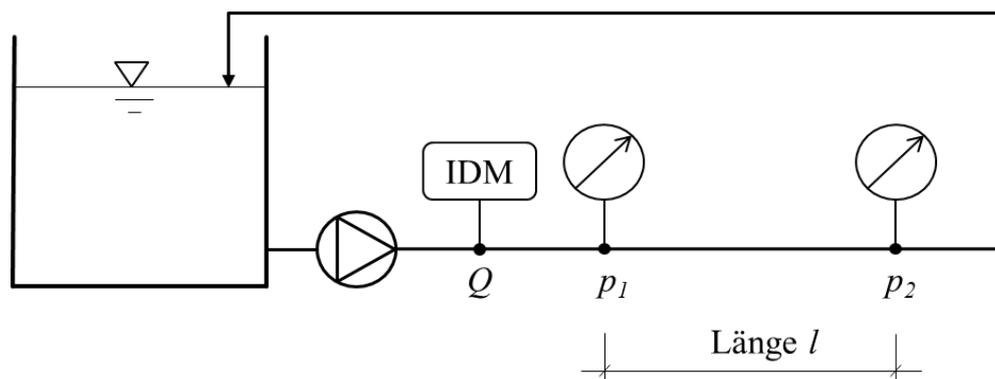


Abbildung 17: Schema der rheologischen Versuchsstrecke

4.2 Berechnung der hydraulischen Verlusthöhe

Mit den im Zuge des Projekts EOS ermittelten Fließparametern werden exemplarische Berechnungen der hydraulischen Verlusthöhe für Rohschlamm und Faulschlamm durchgeführt. Die Ergebnisse werden jenen von Wasser gegenübergestellt.

4.2.1 Berechnung der hydraulischen Verlusthöhe

Die hydraulische Verlusthöhe h_r errechnet sich nach Gleichung (4-2), die sowohl bei laminaren als auch turbulenten Newtonschen und nicht-Newtonschen Flüssigkeiten gilt.

$$h_r = \frac{2 \cdot f \cdot \bar{v}^2 \cdot l}{g \cdot D} \quad (4-2)$$

mit:	h_r	hydraulische Verlusthöhe	[m]
	f	hydraulischer Widerstandsbeiwert ($f = \lambda/4$)	[-]
	\bar{v}	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
	l	Länge der Rohrleitung	[m]
	g	Erdbeschleunigung (= 9,81 m/s ²)	[m/s ²]
	D	Durchmesser der Rohrleitung	[m]

In Abbildung 18 findet sich die Zusammenstellung für die systematische Vorgehensweise bei der Berechnung der hydraulischen Verlusthöhe einer Newtonschen bzw. nicht-Newtonschen Flüssigkeit in Abhängigkeit davon, ob die Rohrströmung laminar oder turbulent ist. Anwendungsbeispiele in der Abwassertechnik sind in Tabelle 6 angegeben. Zu beachten ist, dass Formeln für nicht-Newtonsche Flüssigkeiten auch für Newtonsche Flüssigkeiten angewendet werden können. In diesem Fall ist $n = 1$ und $K = \eta$.

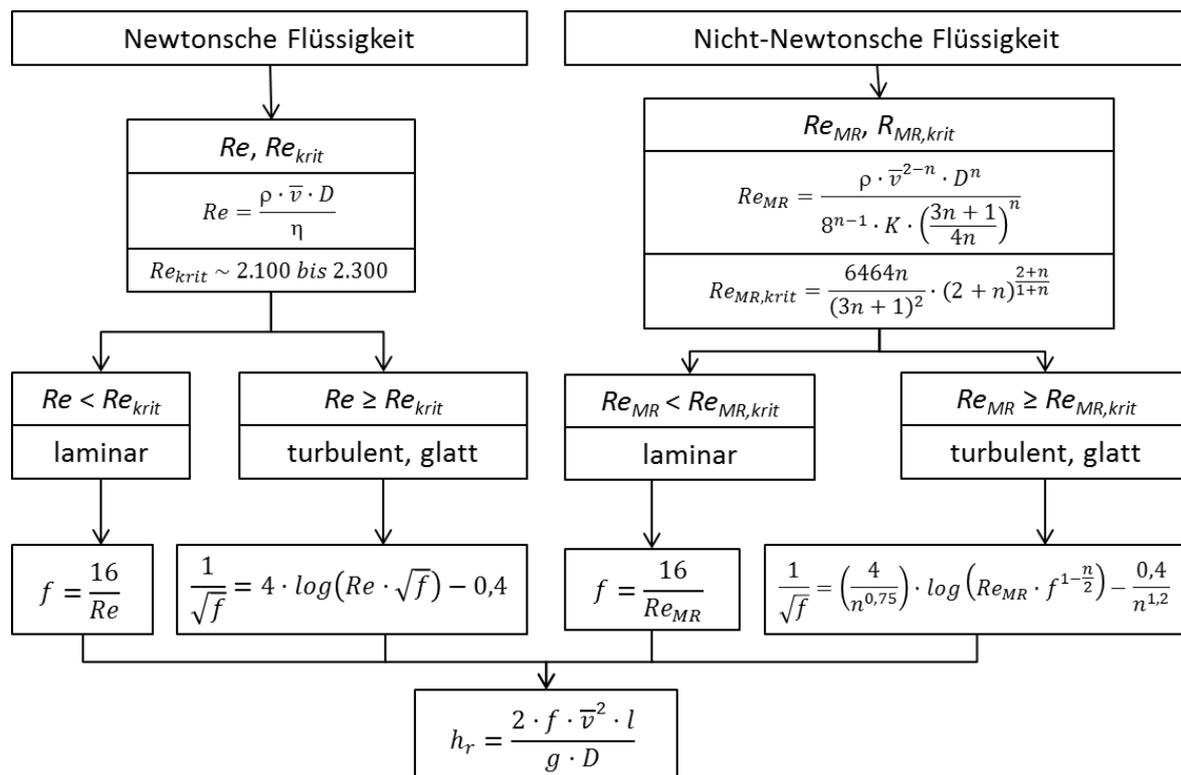


Abbildung 18: Organigramm zur Berechnung der hydraulischen Verlusthöhe in Rohrleitungen von Newtonschen und nicht-Newtonschen Flüssigkeiten (Reichel, 2015)

Tabelle 6: Beispiele für den Anwendungsbereich des Berechnungsorganigramms nach Abbildung 18

Art der Flüssigkeit	Newtonsche Flüssigkeit		nicht-Newtonsche Flüssigkeit	
	laminar	turbulent	laminar	turbulent
Beispiele	keine praktische Bedeutung in der Abwassertechnik	Wasser, Schlamm mit geringer TS (max. 1 bis 2 %)	TS hoch (z. B. maschinell eingedickter RohS)	TS niedrig (z. B. FS)

4.2.2 Beispielhafte Berechnung der hydraulischen Verluste

Für die beispielhafte Berechnung der hydraulischen Verluste wurde die Länge des Rohres l mit 100 m und einem Durchmesser D von 0,2 m gewählt. Es wurde angenommen, dass die Geschwindigkeit v 0,0 bis 2,5 m/s beträgt. In Abbildung 19 sind die errechneten Verlusthöhen für Wasser, Faul- und Rohschlamm dargestellt.

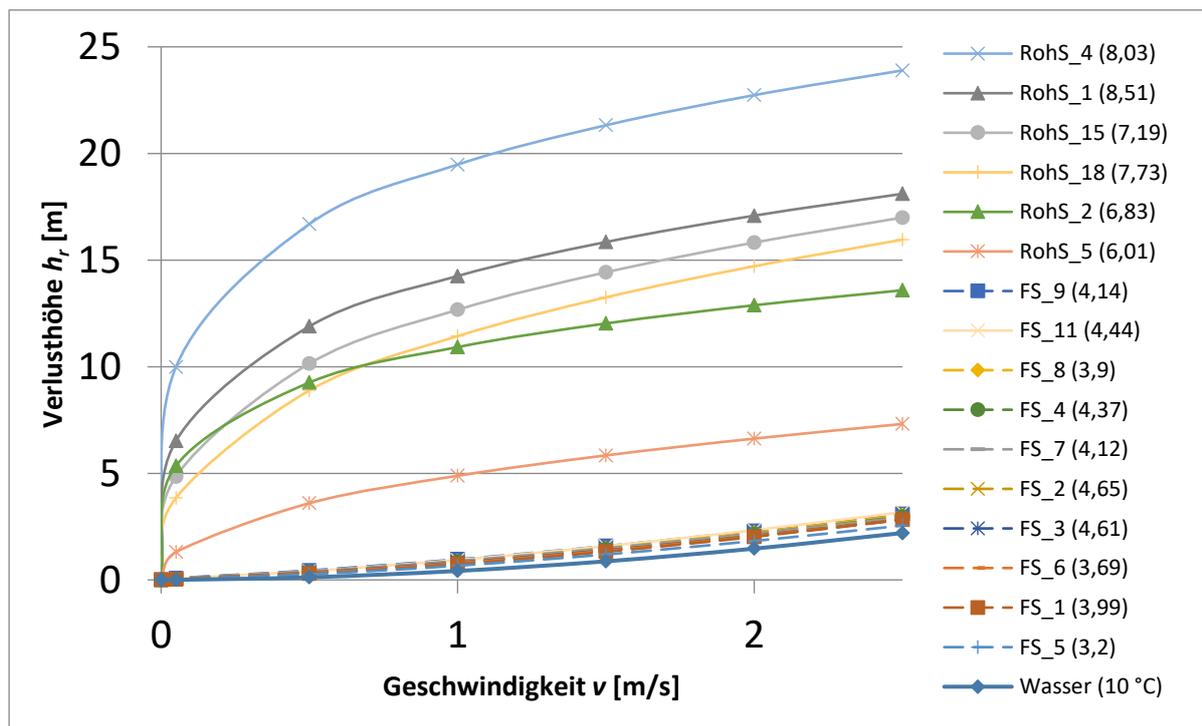


Abbildung 19: Verlusthöhe h_r in einer Rohrleitung ($D = 0,2$ m, $l = 100$ m) unterschiedlicher Medien (Wasser, Faulschlamm, maschinell eingedickter Rohschlamm) in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit, rechnerisch ermittelt nach Abbildung 18

Bei niedriger Geschwindigkeit ist das Verhältnis zwischen hydraulischer Verlusthöhe des Faulschlammes zu hydraulischer Verlusthöhe von Wasser ($h_{r,FS} / h_{r,Wasser}$) deutlich größer als bei höherer Geschwindigkeit. Bei 0,5 m/s liegt der Faktor bei etwa 2 bis 3, bei 2 m/s ist der Faktor etwa 1,2 bis 1,5.

Die hydraulische Verlusthöhe bei Rohschlamm ist deutlich größer als jene von Faulschlamm oder Wasser. Bereits bei geringen Geschwindigkeiten ist diese hoch, nimmt allerdings mit steigender Geschwindigkeit degressiv zu. Das Verhältnis der hydraulischen Verlusthöhe von Rohschlamm zur hydraulischen Verlusthöhe von Faulschlamm ($h_{r,Rohs} / h_{r,FS}$) liegt bei 0,5 m/s etwa 12 bis 55, bei 2,0 m/s beträgt der Faktor etwa 3 bis 10.

5 Durchmischung

5.1 Allgemeines zur Durchmischung

Der Durchmischung kommt bei der Faulung eine besondere Bedeutung zu und hat mehrere Aufgaben (Dichtl, Wendler & Schmelz, 2005):

- Die aktive Biomasse soll mit dem Rohschlamm gemischt werden, um einen intensiven Stoffaustausch zu erreichen. Hierfür empfiehlt sich die Einmischung des Rohschlammes in die Faulschlamm-Umwälzleitung, da hier die Mischenergie deutlich größer als im Faulraum ist.
- Durch die ständige Durchmischung soll die biochemische Symbiose der abbauenden Bakterienpopulationen nicht gestört werden. Substrat, pH-Wert, organische Säuren und Temperatur sollen gleichmäßig verteilt sein, damit es nicht zu lokalen Hemmungen kommt.
- Die Turbulenz im Reaktor soll der Bildung einer Schwimmschlammdecke entgegen wirken und Ablagerungen vermeiden.

In großtechnischen Faulanlagen werden folgende Einrichtungen zur Umwälzung eingesetzt:

- Hydraulische Umwälzung durch Pumpen
- Mechanische Umwälzung durch Rühr- und Mischwerke, Schraubenschaufler
- Umwälzung durch Gaseinpressung

Bei der Bemessung einer Umwälzvorrichtung wird üblicherweise der Energieeintrag zur Durchmischung durch das entstehende Gas nicht berücksichtigt. In Kapitel 0 wird hierfür eine Quantifizierung durchgeführt.

Für die Auslegung von Mischeinrichtungen in Faulbehältern existiert keine einheitliche Bemessungsvorschrift. Die Bemessung erfolgt in der Praxis aufgrund von Erfahrungen des jeweiligen Mischsystems. Zum Vergleich der verschiedenen Verfahren kommen dennoch folgende Größen zur Anwendung:

- Leistung pro Reaktorvolumen [W/m³]
- Anzahl der theoretischen Reaktorumwälzungen pro Tag [d⁻¹]

Für die Vorplanung kann man nach Dichtl et al. (2005) von folgenden Werten ausgehen:

- Schraubenschaufler: 5 – 20 d⁻¹
- Außenliegende Umwälzung: 2 – 4 d⁻¹
- Gaseinpressung: 5 – 10 W/m³ Anschlussleistung der Verdichter
- Rührwerke: 2 – 6 W/m³ Anschlussleistung

Diese Bemessungsansätze zeigen, dass die Qualität der Reaktordurchmischung im Betrieb sehr unterschiedlich ist. Die Durchmischung ist lediglich ein Faktor für den geordneten Prozessablauf der Schlammfaulung. Zahlreiche Parameter sind bei der Bemessung zu berücksichtigen:

- Geometrie des Faulbehälters
- Viskosität des Schlammes → f(TS_{FS} bzw. oTS_{FS})
- Wirkungsweise der Umwälzeinrichtung: flächig, punktuell
- Störende Einflüsse, wie z. B. Verzopfungen und Ablagerungen
- Volumen zur reibenden Fläche
- etc.

5.2 Umwälzung durch entstehendes Gas

In diesem Kapitel wird eine allgemein gültige Abschätzung für das Potential der eingebrachten Turbulenz aufgrund der Gasproduktion gegeben. Eine Abschätzung für die erforderliche Energiedichte bei der Durchmischung eines Faulbehälters wird aus Messdaten der Pilotanlage abgeleitet.

5.2.1 Eingebrachte mechanische Energie durch entstehendes Gas

Der Energieeintrag durch aufsteigende Gasblasen kann über deren Wasserverdrängung berechnet werden. Zum Heben von einem m³ Wasser bzw. Schlamm um einen Meter ist Arbeit zu leisten.

$$\begin{aligned} \text{Arbeit} &= \text{Kraft} \cdot \text{Weg} = m \cdot g \cdot h = 1000[\text{kg}] \cdot 9,81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] \cdot 1[\text{m}] = & (5-1) \\ &= 9.810[\text{J}] = 9.810 \\ &[\text{Ws}] \end{aligned}$$

Mit der Umrechnung 1 Wh = 3.600 J erhält man die Arbeit zu 9.810 J / 3.600 s·h⁻¹ = 2,72 Wh. Unter der Voraussetzung, dass für die eingebrachte Turbulenz die Zustandsgrößen in halber Tiefe gelten, wurde Gleichung (5-2) für Druckbelüftungsanlagen bei Belebungsanlagen erstellt (DWA-M 229-1, 2013; Frey, 1993).

$$q_L = \frac{\text{spez}P_{BB}}{2,72} \cdot \frac{1}{ET} \cdot \frac{\left(1013 + 98,1 \cdot \frac{ET}{2}\right)}{1013} \cdot \frac{273}{(273 + T_W)} \quad (5-2)$$

mit:	q_L	spezifischer Luftvolumenstrom	[Nm ³ /(m ³ _{BB} ·h)]
	$\text{spez}P_{BB}$	spezifische Energiedichte im BB	[W/m ³ _{BB}]
	ET	Eintauchtiefe	[m]
	T_W	Wassertemperatur	[°C]

Die eingebrachte spezifische Energiedichte ergibt sich umgeformt zu:

$$\text{spez}P_{BB} = q_L \cdot 2,72 \cdot ET \cdot \frac{1013}{\left(1013 + 98,1 \cdot \frac{ET}{2}\right)} \cdot \frac{(273 + T_W)}{273} \quad (5-3)$$

Bei einem Belebungsbecken mit Tiefenbelüftern durchströmt das Gas den Wasserkörper von den Belüfterelementen bis zur Wasseroberfläche, der sog. Eintauchtiefe ET . Soll diese Gleichung sinngemäß auf Faulbehälter angewendet werden, muss ein Abminderungsfaktor eingeführt werden, der die mittlere Höhe der Gasproduktion berücksichtigt.

$$et_{FB,\phi} = \left(1 - \frac{h_{\phi\text{Gasprod.}}}{h_{FB}}\right) \quad (5-4)$$

mit:	$et_{FB,\phi}$	Abminderungsfaktor für die Höhe des durchschnittlichen Entstehungsortes des Gases (oben: 0, unten: 1)	[-]
	$h_{\phi\text{Gasprod.}}$	Höhe des durchschnittlichen Entstehungsortes des Gases	[m]
	h_{FB}	Höhe des Schlammes im Faulbehälter	[m]

Zusätzlich zu Gleichung (5-3) muss der Überdruck im Gasraum des Faulbehälters p_{FB} berücksichtigt werden. Die durch das im Faulbehälter entstehende Gas eingetragene spezifische Energiedichte ergibt sich zu:

$$spezP_{FB} = q_{FB} \cdot 2,72 \cdot h_{FB} \cdot et_{FB,\emptyset} \cdot \frac{1013 + p_{FB}}{\left(1013 + p_{FB} + 98,1 \cdot \frac{h_{FB} \cdot et_{FB,\emptyset}}{2}\right)} \cdot \frac{(273 + T_{FB})}{273} \quad (5-5)$$

mit:	$spezP_{FB}$	spezifische Energiedichte im FB	[W/m ³ _{FB}]
	q_{FB}	spezifische Gasproduktion im FB	[Nm ³ /(m ³ _{FB} ·h)]
	h_{FB}	hydrostatische Höhe im FB	[m]
	$et_{FB,\emptyset}$	Abminderungsfaktor für die Höhe des durchschnittlichen Entstehungsortes des Gases (oben: 0, unten: 1)	[-]
	p_{FB}	Überdruck im Gasraum des Faulbehälters	[mbar]
	T_{FB}	Temperatur des Schlammes im Faulbehälter	[°C]

Bei der Annahme, dass die mittlere Gasproduktion in der halben Tiefe ($et_{FB,\emptyset} = 0,5$) erfolgt und der Überdruck im Faulbehälter vernachlässigt werden kann, ergibt dies:

$$spezP_{FB} = q_{FB} \cdot 2,72 \cdot \frac{h_{FB}}{2} \cdot \frac{1013}{\left(1013 + 98,1 \cdot \frac{h_{FB}}{4}\right)} \cdot \frac{(273 + T_{FB})}{273} \quad (5-6)$$

In Abbildung 20 ist der Zusammenhang zwischen der spezifischen Energiedichte und der spezifischen Gasproduktion für verschiedene Höhen eines Faulbehälters aufgetragen, was folgende Interpretationen zulässt:

- **Größere Energiedichte mit höherer Gasproduktion**
- **Größere Energiedichte durch höheren Reaktor**
- **Größere Energiedichte durch höhere Trockensubstanz des Faulschlammes (TS_{FS})**

Wird ein Faulbehälter mit höherer Trockensubstanz betrieben und bleibt der Gasertrag gleich, steigt die eingetragene Energie proportional zur Erhöhung von TS_{FS}. Zu berücksichtigen ist hierbei die steigende Viskosität mit Zunahme der der TS.

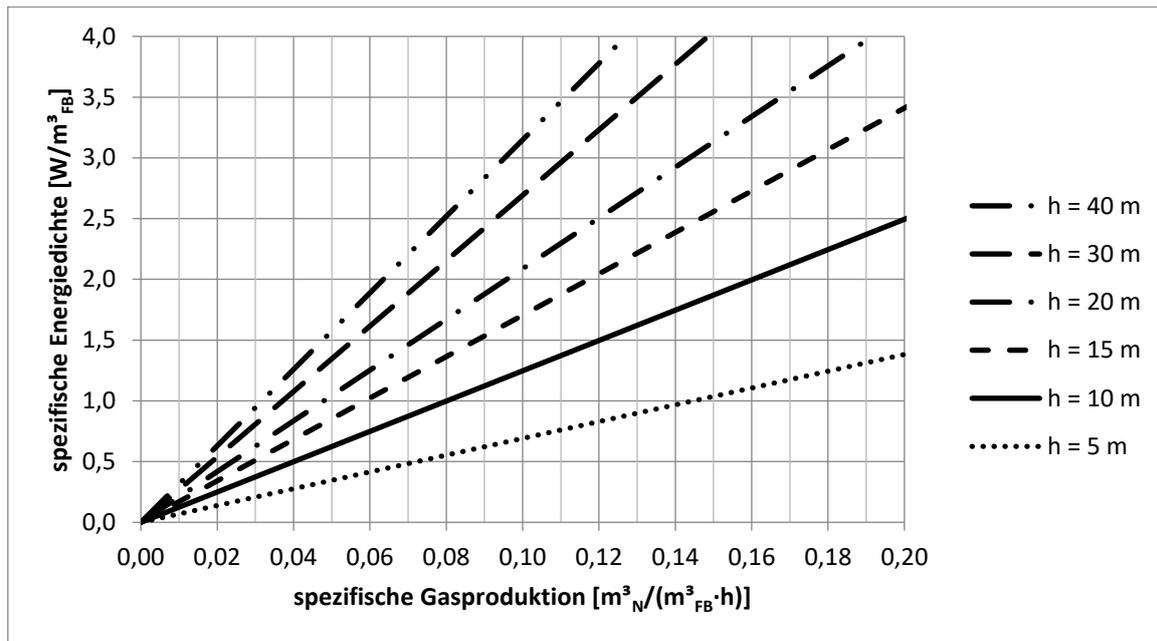


Abbildung 20: Zusammenhang zwischen spezifischer Energiedichte und Höhe des Faulbehälters, in Abhängigkeit der spezifischen Gasproduktion; Annahmen: $T_{FB} = 38$ °C, $et_{FB,\phi} = 0,5$

Zu beachten ist, dass die durch das entstehende Gas eingetragene mechanische Energie steigt, je tiefer der Ort der Gasentstehung im Faulbehälter ist. Wird das Substrat in der Nähe des Faulbehälterbodens gleichmäßig eingebracht ist der Effekt am größten.

Das Energieeinsparungspotential bei der Umwälzeinrichtung kann mit etwa 1 kWh/(EW·a) abgeschätzt werden. Dies deckt sich mit Angaben von Lindtner (2008), der einen Energiebedarf für die Faulung mit gesamt von 1,0 bis 2,5 kWh/(EW₁₂₀·a) angibt.

5.2.2 Ermittlung der erforderlichen Energiedichte zur vollständigen Durchmischung

Ziel einer optimierten Planung kann es sein, den Energiebedarf für die Umwälzung zu minimieren. Daraus leitet sich die Frage ab, bei welcher Energiedichte man von einer vollständigen Durchmischung sprechen kann.

In der Planung ist darauf Rücksicht zu nehmen, ob die Durchmischung kontinuierlich oder diskontinuierlich erfolgt. Bei diskontinuierlicher Durchmischung sind deutlich höhere Energiedichten erforderlich, als bei einer kontinuierlichen Durchmischung. Die Durchmischung durch die Gasproduktion selbst kann also bzgl. der erforderlichen Energiedichte nur mit anderen kontinuierlich betriebenen Mischeinrichtungen verglichen werden. Dies ist insbesondere beim Vergleich von Angaben für erforderliche Energiedichten in Regelwerken zu beachten.

Vollständige Durchmischung liegt dann vor, wenn in jedem Punkt des Reaktors die gleichen Stoffkonzentrationen, allen voran der Trockensubstanz-Konzentration, vorliegen. Durch Tracer-Versuche kann dies quantifiziert werden. Bei diesen gelangt ein Stoff über den Zulauf in den Behälter und im Ablauf wird die Konzentration dieses Stoffes im zeitlichen Verlauf gemessen. Über Modellrechnungen kann man auf die Effektivität der Durchmischung und auf Kurzschlüsse schließen, wie beispielsweise bei Steinle (1984) dargestellt. Diese Methode kann auch dahingehend adaptiert werden, dass anstatt der Zugabe eines Stoffes der Zulauf eine signifikant kleinere oder größere Temperatur gegenüber dem Reaktorinhalt hat und im Ablauf die Temperatur gemessen wird. Setzt man die Temperatur als Tracer zur Beurteilung der vollständigen Durchmischung eines Reaktors ein, kann dies auch im laufenden Betrieb erfolgen. Dazu wird die Temperaturverteilung im Behälter beobachtet. Zu Temperaturunterschieden in der Faulung kommt es durch Einmischung von kaltem Rohschlamm, Erwärmung des Schlammes, Wärmeverluste durch Abstrahlung und Wärmeverluste über den Wasserdampf im Gas. Die Erwärmung aufgrund biologischer Prozesse ist zu vernachlässigen.

Die Ergebnisse der Pilotanlage wurden für die Auswertung herangezogen und sind in Abbildung 21 dargestellt. Die Differenz der mittleren täglichen Temperatur oben und unten ($\Delta T_d = T_{FB,oben} - T_{FB,unten}$) wurde der spezifischen Gasproduktion gegenübergestellt.

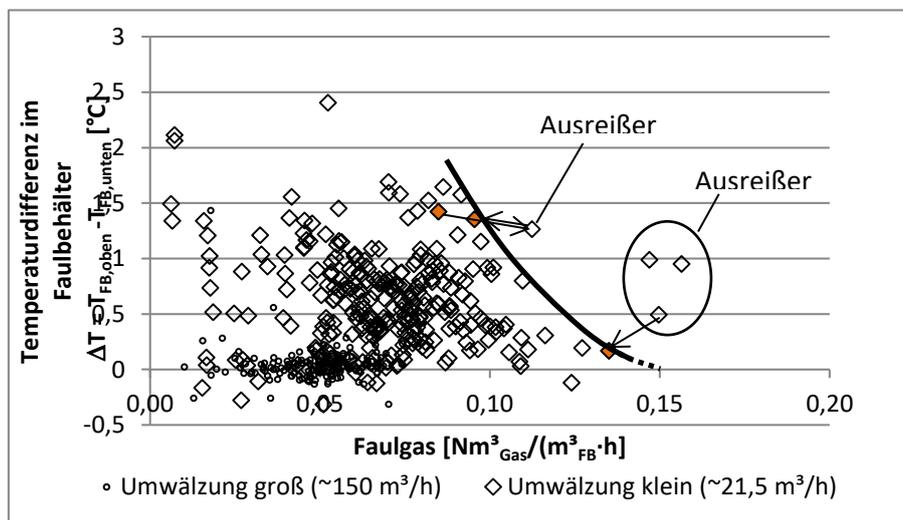


Abbildung 21: Temperaturdifferenz im Faulbehälter der Pilotanlage in Abhängigkeit von der spezifischen Gasproduktion

Hierbei ist zu beachten, dass zahlreiche Fehlerquellen in die Ergebnisse einfließen können (z.B. Temperaturmessungen, Bestimmung der Gasmenge, Dynamik des Systems).

Der Temperaturgradient war bei eingeschalteter außenliegender Umwälzung (min. $Q = 150 \text{ m}^3/\text{h}$; Umwälzung ca. 28 d^{-1}) sehr klein, der Median lag bei $0,03 \text{ }^\circ\text{C}$, sodass man von vollständiger Durchmischung ausgehen kann. War die außenliegende Umwälzung abgeschaltet, sank die Schlammumwälzung, da lediglich die Zirkulationspumpe für den Wärmetauscher in Betrieb war, die eine Förderleistung von $21,5 \text{ m}^3/\text{h}$ hatte (Umwälzung ca. 4 d^{-1}). Der Temperaturgradient war hier größer, mit dem Median $0,6 \text{ }^\circ\text{C}$. Tendenziell sank bei höherer Gasproduktion die Temperaturdifferenz, da mit steigender Gasproduktion die Durchmischung größer wurde. Legt man eine Hüllkurve über die Daten, kann die erforderliche Gasproduktion für vollständige Durchmischung ermittelt werden (Abbildung 21).

Die Auswertung zeigt einige Ausreißer die durch betriebliche Einzelmaßnahmen begründet werden können.

Interpretiert man die in Abbildung 21 eingetragenen Daten, kann für vollständige Durchmischung des Reaktors der Pilotanlage eine spezifische Gasproduktion von $0,15 \text{ Nm}^3_{\text{Gas}}/(\text{m}^3_{\text{FB}} \cdot \text{h})$ angenommen werden. Mit Gleichung (5-6) kann die zugehörige Energiedichte errechnet werden. Der Ort der Gasentstehung wird mit 30 bis 50 % der Faulbehälterhöhe abgeschätzt. Der Abminderungsfaktor $et_{\text{FB},\phi}$ (Gleichung (5-4) ergibt sich damit zu 0,7 bis 0,5. Die erforderliche spezifische Energiedichte für vollständige Durchmischung beträgt daher zwischen $0,96$ bis $1,29 \text{ W}/\text{m}^3_{\text{FB}}$. Hierbei wurde die eingetragene mechanische Energie durch die außenliegende Umwälzung nicht berücksichtigt.

Vergleicht man diesen errechneten Bereich ($0,96 - 1,29 \text{ W}/\text{m}^3$) mit Empfehlungen nach Dichtl et al.(2005) für Gaseinpressung ($5 - 10 \text{ W}/\text{m}^3$) erscheint dies relativ wenig, auch bei der Anwendung von Rührwerken wird eine höhere Leistungsdichte ($2 - 6 \text{ W}/\text{m}^3$) empfohlen. Gaseinpressungen werden üblicherweise nicht kontinuierlich betrieben, sodass die hohe Anschlussleistung erforderlich ist, um die Massenträgheit des Schlammes zu überwinden. Da Rührwerke kontinuierlich betrieben werden, muss die Massenträgheit also nicht überwunden werden. Rührwerke wirken lokal beschränkt. Die Strömung ist in unmittelbarer Nähe des Rührwerks groß und nimmt mit der Entfernung rasch ab. Bei Faulschlamm handelt es sich um eine nicht-Newtonsche Flüssigkeit, sodass dieser Effekt größer ist als bei Wasser.

Erfolgt die Einbringung des Substrats am Boden des Faulbehälters (idealerweise flächig), trägt das entstehende Gas über die gesamte Grundfläche der Faulung zur Turbulenz bei. In diesem Zusammenhang relativiert sich der Unterschied zwischen der hier ermittelten erforderlichen Energiedichte durch entstehendes Gas im Vergleich zu den Empfehlungen bei Gaseinpressung und Rührwerken.

6 Zusammenfassung

Die HKA-Wien ist bereits von der Planung her eine Anlage mit geringem Energiebedarf mit Rohschlammverbrennung. Durch die 2-stufige Belebungsanlage gelingt es mehr Energie in den Schlamm einzulagern als bei einer einstufigen Anlage. Mit Hilfe einer Schlammfaulung mit Faulgasverstromung kann in der Anlage mehr elektrische Energie erzeugt werden als für den Betrieb notwendig ist.

Im Zuge des derzeit in Umsetzung befindliche Projekt EOS (Energieoptimierung-Schlammbehandlung der Hauptkläranlage Wien) wird eine Schlammfaulanlage errichtet, für die eine Minimierung der Investitionskosten angestrebt wird. Im Rahmen dieses Projektes wurde eine Pilotanlage zur Schlammfaulung im halbtechnischen Maßstab betrieben ($V_{FB} = 130 \text{ m}^3$). Die Anlage wurde mit maschinell eingedicktem Rohschlamm, einer Mischung aus Primär- und Überschussschlamm, der 2-stufigen Abwasserreinigungsanlage, beschickt. Dieser energiereiche Schlamm hatte einen Glühverlust von etwa 75 bis 81 %. Die sich einstellende Trockensubstanzkonzentration des Faulschlammes (TS_{FS}) lag zwischen 3,7 und 4,1 %, die Temperatur betrug im Regelbetrieb etwa 38 °C. Bei einem Schlammalter ($t_{TS,FB}$) von etwa 24 Tagen wurde ein durchschnittlicher oTS-Abbau von 50,5 % und ein CSB-Abbau von 59,4 % ermittelt. Bei Verkürzung des Schlammalters auf etwa 20 Tage war der ermittelte Abbau ähnlich. Der oTS-Abbau lag bei 52,7 % und ist damit etwas höher als bei 24 Tagen Schlammalter. Die leichte Erhöhung kann auf die Unschärfe der Bestimmung bzw. auf den jahreszeitlichen Einfluss zurückzuführen sein. Der CSB-Abbau war mit 59,3 % praktisch gleich groß wie bei 24 Tagen Schlammalter. Der Methangehalt des produzierten Gases lag zwischen 63 und 65 %. Durch die erhöhte Trockensubstanz stellte sich eine Ammonium-Konzentration zwischen 1.800 und 1.900 mg/L ein. Der pH-Wert lag zwischen 7,4 und 7,5.

Durch die Eindickung kommt es zur Veränderung der rheologischen Schlammigenschaften. Ein Algorithmus zur Berechnung der hydraulischen Verluste in Rohrleitungen bei Newtonschen und nicht-Newtonschen Flüssigkeiten wurde vorgestellt. Anhand von ermittelten Fließparametern (Fließindex n und Konsistenzfaktor K) können die hydraulischen Verlusthöhen h_r anhand quantifiziert werden. Bei einem Rohr mit einer Länge $l = 100 \text{ m}$ und einem Durchmesser $D = 0,2 \text{ m}$ errechnet sich bei einer Geschwindigkeit $v = 0,5 \text{ m/s}$ bei Wasser ein hydraulischer Druckverlust von 0,12 m. Bei Faulschlamm ist dieser etwa um den Faktor ($h_{r,FS} / h_{r,Wasser}$) 2 bis 3 größer. Der Faktor für den hydraulischen Druckverlust zwischen Rohschlamm und Faulschlamm ($h_{r,RohS} / h_{r,FS}$) beträgt 12 bis 55. Bei höherer Geschwindigkeit werden die absoluten

Verluste größer, die relativen Verhältnisse jedoch kleiner. So beträgt der Faktor bei $v = 2,0$ m/s bei Faulschlamm zu Wasser ($h_{r,FS} / h_{r,Wasser}$) etwa 1,2 bis 1,5 und bei Rohschlamm zu Faulschlamm ($h_{r,RohS} / h_{r,FS}$) etwa 3 bis 10.

Der Einfluss des in der Faulung entstehenden Gases auf die Durchmischung wird in der vorliegenden Arbeit untersucht. Eine Formel zur Ermittlung der Energiedichte wurde vorgestellt und der Zusammenhang zwischen Gasproduktion, Reaktorhöhe und Energiedichte hergestellt.

7 Literatur

- Barker, H.A. (1956). *Bacterial Fermentations*, New York: John Wiley & Sons.
- Baumgartner, Thomas/Jahn, Lydia (2014). unveröffentlicht. Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft, TU Wien.
- Baumgartner, Thomas/Svardal, Karl/Parravicini, Vanessa/Krampe, Jörg (2018). Vergleich von Verfahren der Trübwasserbehandlung. In *Aktuelle biologische Methoden und Verfahren in der Wassergütwirtschaft*. Wiener Mitteilungen. Wien: Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft - TU Wien, S. 271–287.
- Bischof, Wolfgang (1998). *Abwassertechnik 11.*, neubearbeitete und erweiterte Auflage., Stuttgart Leipzig: B. G. Teubner.
- Bischofsberger, Wolfgang/Dichtl, Norbert/Rosenwinkel, Karl-Heinz/Seyfried, Carl Franz/Böhnke, Botho (Hrsg.) (2005). *Anaerobtechnik 2. Auflage.*, Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag.
- Dichtl, Norbert/Wendler, D./Schmelz, G. (2005). Verfahrenstechniken zur Behandlung von Klärschlamm. In W. Bischofsberger, N. Dichtl, K.-H. Rosenwinkel, C. F. Seyfried, & B. Böhnke, hrsg. *Anaerobtechnik*. Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag, S. 87–282.
- DIN 53019-1 (2008). *Viskosimetrie - Messung von Viskositäten und Fließkurven mit Rotationsviskosimetern - Teil 1: Grundlagen und Messgeometrie*, o. O.: DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- Durate, A.C./Anderson, G.K. (1982). Inhibition modelling in anaerobic digestion. *Water Science & Technology*, Vol 14(No 6-7), S. 749–763.
- DWA-M 229-1 (2013). *Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen, Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung*, Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- DWA-M 368 (2014). *Biologische Stabilisierung von Klärschlamm*, Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- ebswien (2013). *Abwasserreinigung*. ebswien. Online: <http://www.ebswien.at/hauptklaeranlage/hauptklaeranlage/abwasserreinigung/> [Abruf am 30.05.2014].
- von der Emde, Wilhelm (1957). *Beitrag zu Versuchen zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm*, Hannover: Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Hochschule Hannover.

- von der Emde, Wilhelm (1982). Design and Operation Interaction — An Example: Main Treatment Plant Vienna. *Water Science & Technology*, Vol 14(No 1-2), S. 493–506.
- Frey, Wilhelm (1993). Anforderungen an Belüftungssysteme. In *Bemessung und Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung*. Wiener Mitteilungen. Wien: Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, S. K 1-27.
- Füreder, Klemens (2014). Fließverhalten von Schlämmen mit hohem Trockensubstanzgehalt. In *Abwasserreinigung Werte erhalten, Effizienz steigern und Ressourcen schonen*. Wiener Mitteilungen. Wien: Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau.
- Gujer, Willi (1983). Conversion Processes in Anaerobic Digestion. *Water Science & Technology*, Vol 15(No 8-9), S. 127–167.
- Gujer, Willi (2007). *Siedlungswasserwirtschaft 3.*, bearbeitete Auflage., Berlin Heidelberg: Springer-Verlag.
- Hobiger, Gerhard (1996). Ammoniak im Wasser - Ableitung einer Formel zur Berechnung von Ammoniak in wäßrigen Lösungen, Wien: Umweltbundesamt. Online: <http://www.umweltbundesamt.at/fileadmin/site/publikationen/BE076.pdf> [Abruf am 23.08.2014].
- Hütter, Leonhard A. (1992). *Wasser und Wasseruntersuchung : Methodik, Theorie und Praxis chemischer, chemisch-physikalischer, biologischer und bakteriologischer Untersuchungsverfahren 5.*, Frankfurt am Main: Salle.
- Kainz, Harald/Hofstetter, Herbert (1996). Adaption of the main waste water treatment plant in Vienna to meet Austrian emission regulations. *Water Science & Technology*, Vol 33(No 12), S. 65–72.
- Kapp, Helmut (1984). *Schlammfaulung mit hohem Feststoffgehalt*, Stuttgart: TU Stuttgart.
- Kreuzinger, Norbert (2005). Grundlagen der Wasserchemie - Kinetik und Abwasserreinigung. In *Chemie in der Wassergütewirtschaft*. Wiener Mitteilungen. Wien: Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, S. 293–321.
- Kroiss, Helmut (1985). *Anaerobe Abwasserreinigung*, Wien: Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau.
- Kroiss, Helmut (Hrsg.) (1988). *Anaerobe Abwasserreinigung - Grundlagen und großtechnische Erfahrungen*, Wien: TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau.
- Kunst, Sabine (2005). Mikrobiologische Grundlagen. In W. Bischofsberger, N. Dichtl, K.-H. Rosenwinkel, C. F. Seyfried, & B. Böhnke, hrsg. *Anaerobtechnik*. Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag.
- Leschber, Reimar/Loll, Ulrich (Hrsg.) (1996). *Klärschlamm 4*. Auflage., o. O.: Ernst & Sohn.
- Lesjean, Karl/Gnirss, Regina/Adam, C./Kraume, M./Luck, F. (2003). Enhanced biological phosphorus removal process implemented in membrane bioreactors to improve phosphorous recovery and recycling. *Water Science & Technology*, (48), 87–94.
- Lindtner, Stefan (2008). Leitfaden für die Erstellung eines Energiekonzeptes kommunaler Kläranlagen Lebensministerium, hrsg., Wien. Online: www.publicconsulting.at/uploads/energieleitfaden_endversion.pdf.

- Meinel, Felix/Gnirss, Regina (2014). Phosphor-Elimination: Ökobilanz und Vergleich der Wirtschaftlichkeit. *wasserwirtschaft wassertechnik*, (10), 28–31.
- Meyer, Hartmut (2005). *Leistungsfähigkeit anaerober Reaktoren zur Industrieabwasserreinigung*, Hannover.
- Moshage, Uwe (2004). *Rheologie kommunaler Klärschlämme - Messmethoden und Praxisrelevanz -*, Braunschweig: Gesellschaft zur Förderung des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Universität Braunschweig e.V.
- O. V. (1996). 1. AEV für kommunales Abwasser, o. O.
- Rautenbach, R./Gebel, J./Frye, A./Kollbach, J.St./Dahm, W. (1995). Bilanzierung einer Ammoniak-Strippkolonie unter Berücksichtigung des Dissoziationsgleichgewichtes Ammoniak/Ammonium. *Korrespondenz Abwasser*, 42(1), 48–55.
- Reichel, Markus (2015). *Schlammfäulung mit erhöhtem Feststoffgehalt – Chancen, Grenzen, Herausforderungen*, Wien: TU Wien, Institut für Wassergüte, Abfallwirtschaft und Ressourcenmanagement.
- Reichel, Markus/Svardal, Karl (2010). *EOS – Energieoptimierung Schlammbehandlung*, Wien: TU Wien, Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft.
- Roediger, Hanns/Roediger, Markus/Kapp, Helmut (1990). *Anaerobe alkalische Schlammfäulung 4. Auflage.*, München, Wien: Oldenbourg Industrieverlag.
- Schink, B. (1988). *Fermentation Degradation of Nitrogenous Aliphatic and Aromatic Com-pounds*. Vortrag auf der *Anaerobic Digestion 1988. Advantages in Water Pollution Control*, Oxford: Pergamon Press, 1988.
- Schneider, Klaus-Jürgen (2008). *Bautabellen für Ingenieure 18. Auflage.*, Köln: Werner Verlag.
- Steinle, E. (1984). Abschätzung der Durchmischungseffektivität kontinuierlich umgewälzter Faulbehälter mit Hilfe von Tracer-Versuchen. *Korrespondenz Abwasser*, 34, 604.
- Svardal, Karl (Hrsg.) (1991). *Anaerobe Abwasserbehandlung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter*, Wien: TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau.
- Svardal, Karl (2002). *Schlammbehandlung bei Anlagen mit mesophiler Schlammfäulung. In Klärschlamm, Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung/Entsorgung ab 2004. Wiener Mitteilungen*. Wien: Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau, TU Wien, S. 1–28.

Korrespondenz an:

DI Dr. Markus Reichel

ebswien hauptkläranlage Ges.m.b.H.
11.Haidequerstraße 7, 1110 Wien

Tel.: +43 (664) 6254761

Mail: m.reichel@ebswien.at

Leistungssteigerung bestehender Faulbehälter durch den Einsatz von Mikrosieben

Lydia Jahn¹, Karl Svardal², Jörg Krampe²

¹ Linz AG, RKL Linz-Asten

² Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement, TU Wien

Abstract: Mikrosiebe basieren auf dem Prinzip der Feinstsiegung und können je nach Maschenweite sowohl Schwebstoffe als auch gröbere Partikel aus dem Abwasser herausfiltern. Mikrosiebe eignen sich für die mechanische Abwasserreinigung und bilden eine Alternative zur herkömmlichen Vorklärung. Die Siebung und Entfrachtung des Abwassers reduziert den Energiebedarf in der Belebung, zusätzlich kann durch die Mitbehandlung des abgeschiedenen Siebgutes im Faulbehälter eine wesentliche Steigerung der Methanproduktion erwartet werden. Aus früheren Studien zum Einsatz von Mikrosieben ist bereits bekannt, dass die Abscheidung je nach Art des Abwassers im Bereich von 50 bis 70% und somit deutlich über dem Wirkungsgrad konventioneller Vorklärbecken liegt. Der vorliegende Beitrag fasst Erkenntnisse aus einem großtechnischen Versuch mit einem Mikrosieb zusammen und beschreibt die Auswirkungen der Mitbehandlung des Siebgutes auf die Faulung. Abschließend wird die energetische Situation der Abwasserreinigung mit Vorklärung und Mikrosieb gegenübergestellt.

Key Words: Feinstsiegung, anaerobe Stabilisierung, Abbauverhalten

1 Mikrosiegung auf kommunalen Kläranlagen

1.1 Einsatzmöglichkeiten und Grenzen

Mikro- oder auch Feinstsiebe werden bereits seit vielen Jahren im Rahmen der Abwasserreinigung in kommunalen Kläranlagen eingesetzt. Insbesondere zur Nachbehandlung des Kläranlagenablaufs durch den Rückhalt von Schwebstoffen haben sich Mikrosiebe, vor allem in Form von Scheibenfiltern, bewährt. So kann die Mikrosiegung als letzte Reinigungsstufe auch unter ungünstigen Betriebsbedingungen und schlechten Absetzeigenschaften des Belebtschlammes eine hohe Ablaufqualität gewährleisten.

Seit einigen Jahren finden Mikrosiebe auch zunehmend im Bereich der mechanischen Vorreinigung Anwendung. Hierbei können Mikrosiebe alternativ zu Vorklärbecken in das Anlagenkonzept integriert werden. Bei der Mikrosiebung werden grobe Abwasserinhaltsstoffe aufgrund ihrer Größe an einer Siebfläche zurückgehalten und somit aus dem Abwasser entfernt. Das anfallende Siebgut weist einen hohen organischen Anteil auf und ist in seiner Beschaffenheit vergleichbar mit Primärschlamm der Vorklärung.

In früheren Studien wurde bereits davon berichtet, dass die Mikrosiebung im Vergleich zur Vorklärung eine erhöhte Abscheidung von CSB und abfiltrierbaren Stoffen (AFS) ermöglicht. Tabelle 1 fasst die erreichten Entfernungen von CSB und AFS durch unterschiedliche Mikrosiebe und Maschenweiten zusammen. Die untersuchten Mikrosiebe weisen einen hohen Wirkungsgrad auf, wobei eine höhere Entfrachtung tendenziell mit kleiner werdender Maschenweite zu verzeichnen ist. Kaleß et al. (2018) berichten zudem, dass eine Steigerung des Wirkungsgrades mit der Zugabe von Eisen-(III)-chlorid und Polymer möglich war.

Tabelle 1. Literaturangaben zur CSB- und AFS-Entfernung des Abwassers durch den Einsatz von Mikrosieben

Referenz	AFS	CSB	Maschenweite
Kaleß et al. (2018)	50-90%	30-70%	300 µm
Kink et al. (2016)	53-60%	34-41%	300 µm
Walder et al. (2015)	65%	40%	250 µm
Razafimanantsoa et al. (2014)	43%	28%	150 µm
Boulestreau et al. (2014)	95%	70-80%	100 µm
DWA-A 131	50-65%	30-40 %	

Das anfallende Siebgut kann im Faulbehälter kommunaler Kläranlagen verwertet und die Gasausbeute somit wesentlich gesteigert werden. Faulbehälter verfügen meist über Kapazitäten zur Mitbehandlung weiterer biologisch abbaubarer Substrate. Neben einer gesteigerten Gasproduktion kann durch die erhöhte Entfrachtung des Abwassers Belüftungsenergie in der biologischen Stufe eingespart und folglich Behandlungskapazitäten generiert werden. Aufgrund ihrer kompakten Bauweise eignen sich Mikrosiebe zur Nachrüstung bestehender Kläranlagen. Vor allem bei der Umstellung der Betriebsweise von einer aeroben auf eine anaerobe Schlammstabilisierung können Mikrosiebe nachträglich in das Anlagenkonzept integriert werden.

Trotz der zahlreichen Möglichkeiten, die der Einsatz von Mikrosieben im Rahmen der mechanischen Vorreinigung mit sich bringt, handelt es sich um einen zusätzlichen Prozess, der einen erhöhten Wartungs- und Personalaufwand verursacht. Vor allem die intensive und regelmäßige Abreinigung der Siebfläche ist für den Reinigungserfolg bedeutend. Eine verblockte Siebfläche reduziert den hydraulischen Durchsatz und damit letztendlich die Behandlungskapazität und die Entfrachtung des Abwasserstromes. Zu berücksichtigen ist auch das N/CSB-Verhältnis nach der Siebung. In Vorversuchen muss sichergestellt werden, dass mit der eingesetzten Maschenweite auch nach der Siebung noch ausreichend Kohlenstoff in der biologischen Stufe verfügbar und die weitergehende Stickstoffentfernung nicht gefährdet ist.

1.2 Konstruktion

Bisher sind verschiedene Modelle und Ausführungen von Mikrosieben erhältlich. Mikrosiebe, die im Rahmen einer mechanischen Vorreinigung eingesetzt werden, umfassen meist eine horizontal gelagerte Siebtrommel, welche von innen nach außen mit Abwasser durchströmt wird (Abbildung 1, links). Die Siebfläche kann aus unterschiedlichen Materialien und Siebgeweben bestehen, wobei üblicherweise Maschenweiten von 50 bis 400 μm eingesetzt werden. Durch die Rotation des Siebkorb erfolgt die Abreinigung der Siebfläche und der Austrag der anhaftenden Feststoffe. Die Abreinigung der Siebfläche vom Siebgut wird meist durch Spritzdüsen am Scheitel des Siebkorbes unterstützt. Die Länge der Siebtrommel richtet sich nach der zu behandelten Abwassermenge und liegt meist im Bereich von 2 bis 4 m.

Der Wirkungsgrad des Siebes hängt neben dem zu behandelnden Abwasser auch von der Ausführung und der Betriebsweise des Siebes ab. Neben Verfahren, in denen der Siebkorb kontinuierlich rotiert, gibt es auch diskontinuierliche Betriebsweisen, die einen gezielten Aufstau des Abwassers innerhalb der Trommel erlauben. Hierbei entsteht ein Filterkuchen an der Siebfläche und somit eine zusätzliche Filterschicht, welche den Wirkungsgrad der Abscheidung erhöht. Für das ausgetragene Siebgut besteht häufig die Möglichkeit einer zusätzlichen Entwässerung über eine integrierte Schneckenpresse. Die intensive Abreinigung der Siebfläche erfolgt üblicherweise mittels Hochdruck oder einer chemischen Reinigung.

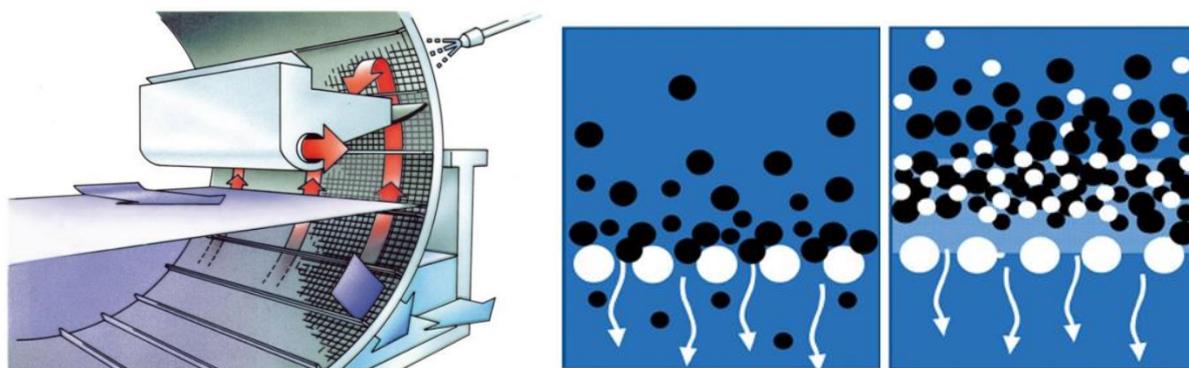


Abbildung 1. links: Prinzip der Abwassersiebung über ein Trommelsieb (Pellicer-Nàcher et al., 2016), rechts: Aufbau eines Flockenfilters (Jahn et al., 2016)

2 Pilotversuche

2.1 Versuchsstandort

Ein Mikrosieb der Firma Huber SE (Trommelsieb Liquid) wurde für den Zeitraum von 3,5 Monaten auf der Kläranlage des Wasserverbandes Wulkatal getestet. Bei der Kläranlage handelt es sich um eine mechanisch-biologische Kläranlage mit einer Ausbaugröße von 110.000 EW. Zum Zeitpunkt der Versuche wurde der Konsens der Anlage mit einer Auslastung von ca. 65.000 EW deutlich unterschritten. In den vergangenen Jahren wurde die Anlagen um zwei Faulbehälter erweitert und die Schlammbehandlung von einer aeroben auf eine anaerobe Stabilisierung umgestellt. In den Faulbehältern wird der auf der Kläranlage anfallende Schlamm sowie Überschussschlamm der Kläranlage des AWV Eisenstadt-Eisbachtal stabilisiert. Die Nachrüstung der Anlagen um eine Vorklärung ist bislang nicht erfolgt. Der Kläranlagenzulauf wird maßgeblich von kommunalem Abwasser dominiert. Im Rahmen des KAN-Projektes „Mikrosiebung als Verfahrenstechnik für die energetische Nutzung des Abwassers“ erfolgten Untersuchungen zu Auswirkungen der Mikrosiebung auf den Kläranlagenbetrieb, wobei ein Teilstrom aus dem Ablauf des Sandfanges über das bereitgestellte Mikrosieb gereinigt wurde. Der Durchmesser der verwendeten Siebtrommel betrug 2,2 m bei einer Länge von 2,0 m. Das verwendete Siebgewebe umfasste eine Maschenweite von 300 μm . Die Rotation der Siebtrommel kann auf 1 bis 3 U/min eingestellt werden. Das Mikrosieb wurde während der Versuche hauptsächlich mit 3 U/min betrieben, was den Empfehlungen des Herstellers entspricht. Der hydraulische Durchsatz lag mit diesen Einstellungen bei 130 bis 180 m^3/h . Das Sieb war während der Versuche auf 85 bis 95% eingestaut.

2.2 Entfernungen

Über den Zeitraum April bis Juli 2016 wurden 79 Tagesmischproben aus dem Zu- und Ablauf des Mikrosiebes entnommen und die Entfernungen von CSB, AFS, Ges.N. und Ges.P. bestimmt. Im Mittel konnte mit dem Mikrosieb eine CSB-Entfernung von 65% erreicht werden. Eine ähnlich hohe Abscheidung wurde für die AFS-Fraktion mit durchschnittlich 70% festgestellt. Die Ges.N. und Ges.P.-Entfernungen lagen im Durchschnitt bei 25 bzw. 49%. Durch die hohe CSB-Entfrachtung ergab sich allerdings für ca. die Hälfte der Tage ein N/CSB-Verhältnis von größer 0,15; wobei für die Sicherstellung einer ausreichenden Stickstoffentfernung die Gewährleistung eines N/CSB-Verhältnisses von kleiner 0,15 erforderlich ist. Der für diese Anlage errechnete optimale Wirkungsgrad der Vorreinigung liegt folglich bei einer CSB-Entfernung von 50%.

3 Anaerobe Versuche

3.1 Methodik

Das abgeschiedene Siebgut wurde in zwei anaeroben Reaktoren behandelt und die Abbaubarkeit und spezifische Methanausbeute aus dem Siebgut bestimmt. Die Reaktoren umfassten ein Volumen von 3 L und wurden kontinuierlich gerührt. Reaktor 1 wurde ausschließlich mit eingedicktem Überschussschlamm nach der MÜSE beschickt. Reaktor 2 erhielt eine Mischung aus MÜSE Schlamm und Siebgut (50/50). Die Faultemperatur betrug 37 °C bei einer hydraulischen Verweilzeit von 25 d. Die Reaktoren wurden für einen Zeitraum von 34 d beschickt. Die CSB-Bilanz wurde für beide Reaktoren mit Hilfe der ermittelten Zu- und Ablaufrachten sowie der Methanproduktion erstellt.

3.2 Charakterisierung des Siebgutes

Fehler! Ungültiger Eigenverweis auf Textmarke. zeigt die Beschaffenheit des untersuchten Siebgutes sowie des MÜSE Schlammes der Kläranlage. Beim Siebgut zeigte sich im Vergleich zum MÜSE Schlamm ein deutlich erhöhtes Verhältnis von CSB zu organischer Trockensubstanz (oTS). Ebenso erhöht war der organische Trockensubstanz-gehalt (oTS/TS) mit ca. 87%. Primärschlamm aus der Vorklärung besitzt üblicherweise einen oTS-Gehalt von 65 bis 70%. Insgesamt wurde somit eine deutlich höhere Abscheidung von organischem Material durch das Trommelsieb festgestellt.

Tabelle 2. Beschaffenheit des Rohschlammes (Schlamm nach der MÜSE) und Siebgutes im Vergleich zu Erfahrungswerten für Primärschlamm

Probe	CSB [g/kg]	TS [g/kg]	oTS [g/kg]	CSB/oTS [-]	oTS/TS [%]
Siebgut	29,3	20,7	18,0	1,63	87,0
MÜSE Schlamm	62,6	57,4	40,7	1,54	70,9
Primärschlamm		25 – 60			65 – 70

3.3 Ergebnisse

Fehler! Ungültiger Eigenverweis auf Textmarke. fasst die Ergebnisse der anaeroben Versuche zusammen. Der Abbau des Siebgutes lag mit 51,7% geringfügig über dem Abbau des eingedicktem Rohschlammes der Anlage. Ebenso konnte eine geringfügig höhere Methanproduktion festgestellt werden. Die Ergebnisse decken sich mit Untersuchungen von Kink et al. (2015), die für das Siebgut eine spezifische Methangasproduktion von ca. 300 mlCH₄/g oTS angeben. Ghasimi et al. (2015) ermittelten eine Methangasproduktion von 309 mlCH₄/g oTS bei einer Faultemperatur von 35 °C. Zum Abschluss der Versuche wurde die NH₄-N-Konzentration im ausgefaulten Schlamm beider Reaktoren analysiert, diese lagen für Reaktor 1 bei 1.955 mg /kg (TKN-Gehalte von 3,2 g/kg) und für Reaktor 2 bei 1.542 mg/kg (TKN-Gehalte von 2,3 g/kg).

Tabelle 3. Ergebnisse zum Abbau und der Gasproduktion aus dem Siebgut und dem MÜSE Schlamm

Probe	CSB-Abbau [%]	oTS-Abbau [%]	spez. CH ₄ [ml/g oTS]	Spez. CH ₄ [ml/g CSB]
Siebgut	51,7	50,1	333	197
MÜSE Schlamm	50,3	47,5	279	176

4 Auswirkungen auf den Faulbehälter

4.1 Faulbehälter der ARA Wulkatal

Die Faulbehälter der ARA Wulkatal umfassen ein Gesamtvolumen von 5.500 m³ und sind auf die Behandlung der Schlämme der ARA Wulkatal und ARA Eisenstadt-Eisbachtal ausgelegt. Das abgetrennte Siebgut wurde nicht in den Faulbehältern mitbehandelt, sondern die Auswirkungen auf den Faulbetrieb lediglich anhand der ermittelten Kennwerte abgeschätzt.

Hydraulische Verweilzeit

Empfehlungen zum Betrieb kommunaler Faulbehälter liegen bei einer hydraulischen Verweilzeit (hydraulic retention time, kurz: HRT) von 18 bis 25 d (DWA 2014), wobei die hydraulische Verweilzeit dem Schlammalter im Faulbehälter gleichzusetzen ist. Untersuchungen von Jahn et al. (2016) ergaben, dass die HRT von Faulbehältern ohne negative Auswirkungen auf den Abbau auf 15 d gesenkt werden kann. Erst bei einer HRT von 10 d konnte eine Anreicherung organischer Säuren und eine Abnahme des Abbaus festgestellt werden. Die hydraulische Verweilzeit in den Faulbehältern der ARA Wulkatal lag während der Versuche bei ca. 25 d.

In einem weiteren Versuch wurde der Siebvorgang für den Zeitraum von einer Stunde bilanziert und alle Zu- und Ablaufströmen auf CSB, AFS, Ges.N. und Ges.P. beprobt. Während dieses Zeitraumes wurden 135 m³ Abwasser behandelt und 2,6 m³ Siebgut erfasst. Der TS-Gehalt im Siebgut lag ohne einer nachgeschalteten Entwässerung bei 7,2 g/L. Bei einem täglichen Abwasseranfall von ca. 24.000 m³ kann somit ein Siebgutanfall von ca. 460 m³/d abgeschätzt werden. Die Mitbehandlung eines nicht entwässerten Siebgutes würde eine erhebliche Reduktion der HRT bedeuten, was die Notwendigkeit einer nachgeschalteten Entwässerung verdeutlicht. Zu berücksichtigen sei auch, dass die Entwässerung des Siebgutes mitunter zusätzliche Mengen an Polymer erfordert und daher erhöhte Kosten für die Betriebsmittel nicht auszuschließen sind.

Abbildung 2 zeigt die Auswirkung der Entwässerung des Siebgutes auf die HRT der Faulung unter der Annahme einer Beschickung von MÜSE Schlamm mit 220 m³/d (HRT ~ 25 d) und 270 m³/d (HRT ~ 20 d) sowie der Mitbehandlung von unterschiedlich stark eingedicktem Siebgut. Der grau hinterlegte Bereich zeigt die empfohlene HRT für den Betrieb kommunaler Faulbehälter. Mit der Entwässerung des Siebgutes auf über 4% TS wäre es möglich im empfohlenen Bereich der hydraulischen Verweilzeit zu bleiben, sofern nicht mehr als 220 m³/d MÜSE Schlamm beschickt werden. Bei einer Beschickungsmenge von 270 m³/d (MÜSE Schlamm) und einer HRT von 20 d wäre eine nicht mehr wirtschaftliche Eindickung des Siebgutes erforderlich, um einen stabilen Betrieb und anaeroben Abbau sicherzustellen. Alternativ müsste eine erhöhte Eindickung des MÜSE Schlamms realisiert werden. Abbildung 2 verdeutlicht, dass die Kapazitäten im Faulbehältervolumen der untersuchten Anlage begrenzt sind. Die vorhandenen Faulbehälterreserven müssen im Vorfeld genau bekannt sein, um eine optimale Stabilisierung unter ausreichend Verweilzeit zu gewährleisten.

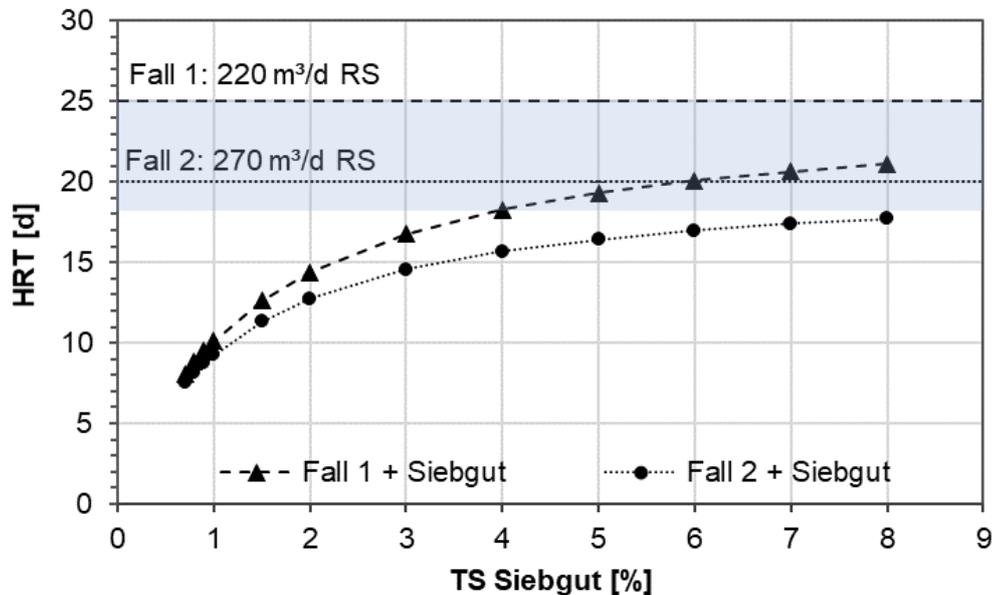


Abbildung 2. Auswirkung der Mitbehandlung von Siebgut auf die HRT der Faulung in Abhängigkeit zur Eindickung des Siebgutes (RS: Rohschlamm nach MÜSE)

4.2 Raumbelastung

Die Raumbelastung ist definiert als die täglich beschickte Menge an oTS im Verhältnis zum Faulbehältervolumen. Für Faulbehälter von Kläranlagen größer 100.000 EW wird eine gleichmäßige Beschickung und Raumbelastungen zwischen 1,2 bis 1,7 kg oTS/(m³·d) (DWA 2014) empfohlen. Die Raumbelastung der Faulung der ARA Wulkatal lag während der Versuche bei ca. 0,9 kg oTS/(m³·d). Auf Basis der im Versuch ermittelten Kennwerte kann abgeschätzt werden, dass durch die Mitbehandlung des Siebgutes mit einer Erhöhung der Raumbelastung um 0,5 kg oTS/(m³·d) zu rechnen ist. Die Raumbelastung würde demnach auch mit der Mitbehandlung des Siebgutes im empfohlenen Bereich für den Betrieb kommunaler Faulbehälter liegen.

5 Energetische Betrachtung

Abbildung 3 zeigt die energetische Betrachtung (CSB-Bilanz) für eine Vorreinigung mit Mikrosieb im Vergleich zu einer Vorbehandlung mittels konventioneller Vorklärung. Die Berechnungen basieren auf einer CSB-Jahresfracht von 2.900 t und der Annahme, dass 10% der Zulauffracht als refraktärer CSB in den Kläranlagenablauf gelangen. Weiters wird angenommen, dass ca. 55% der CSB-Fracht in der Belebung abgebaut werden und der übrige CSB mit dem Überschussschlamm abgezogen und der Faulung zugeführt wird. Aufgrund der höheren Entfrachtung durch das Mikrosieb gelangt deutlich mehr CSB in die Faulung. In der Folge kann eine Gasausbeute von 30 L/(EW·d)

abgeschätzt werden, was einer Erhöhung um 36% entspricht. Die Entfrachtung ermöglicht eine zusätzliche Reduktion der notwendigen Belüftungsenergie um ca. 30% im Vergleich zum Betrieb einer Vorklärung.

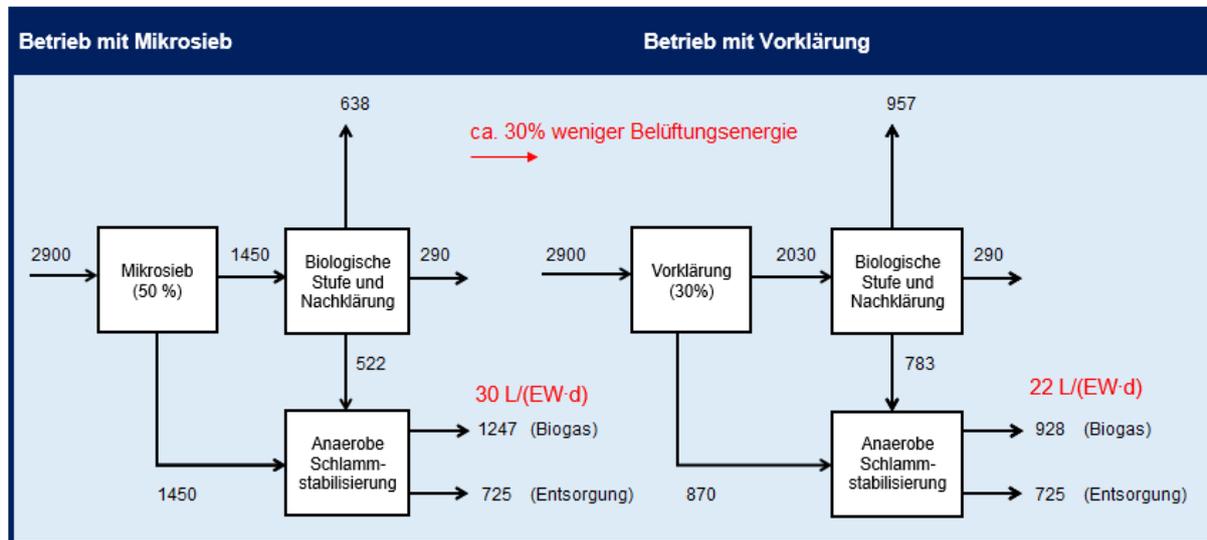


Abbildung 3. CSB-Bilanz für den Betrieb mit Mikrosieb im Vergleich zur konventionellen Vorklärung [t CSB/a]

Fehler! Ungültiger Eigenverweis auf Textmarke. vergleicht das Potential zur Energierückgewinnung mittels Vorbehandlung über ein Mikrosieb und einer Vorklärung. Für die Berechnung wurde der kalkulierte optimale Wirkungsgrad des Mikrosiebes von 50% angenommen. Das Ergebnis verdeutlicht, dass bei der Mikrosiebung erheblich mehr CSB in die Faulung gelangt und dort zu Methan umgesetzt werden kann. Unter der Annahme eines Wirkungsgrades des BHKW von 35% und dem aus den Versuchen ermittelten Abbaugrad kann die spezifische Energieerzeugung durch die Mitbehandlung eines Siebgutes mit $13,9 \text{ kWh}_{el}/(\text{EW} \cdot \text{a})$ abgeschätzt werden. Dies entspricht einer Steigerung der Energieerzeugung um $3,2 \text{ kWh}_{el}/(\text{EW} \cdot \text{a})$ im Vergleich zur Vorbehandlung über ein Vorklärbecken. Berechnungen von Kaleß et al. (2018) ergaben ein ähnliches Potential in der Energiegewinnung mit im Mittel $2,4 \text{ kWh}_{el}/(\text{EW} \cdot \text{a})$ bzw. 15,2%.

Der Energiebedarf der Mikrosiebung wird mit $0,01 \text{ kWh}/\text{m}^3$ angegeben (Kaleß et al. 2018). Unter der Annahme einer täglichen Zulaufmenge von 24.000 m^3 kann ein Energiebedarf für den Betrieb des Mikrosiebes mit 87.600 kWh pro Jahr bzw. $1,3 \text{ kWh}/(\text{EW} \cdot \text{a})$ abgeschätzt werden. Der Energiebedarf des Mikrosiebes ist somit mit dem einer Vorklärung ($0,5$ bis $1,0 \text{ kWh}/(\text{EW} \cdot \text{a})$) vergleichbar.

Tabelle 4. Abschätzung des Energieerzeugungspotentials für das abgetrennte Siebgut und dem Primärschlamm der Vorklärung

Parameter	Einheit	Mikrosieb	Vorklärung
CSB-Anfall	[kgCSB/(EW·a)]	43,8	43,8
CSB-Reduktion	[%]	50	35
CSB-Anfall	[kgCSB/(EW·a)]	21,9	15,33
Abbau	[%]	51,7	51,7
Energiegehalt	[kWh/Nm ³]	10	10
Methan aus CSB	[Nm ³ /kgCSB]	0,35	0,35
Energiepotential	[kWh/(EW·a)]	39,6	30,5
Wirkungsgrad BHKW	[%]	35	35
Energiepotential elektrisch	[kWh/(EW·a)]	13,9	10,7

6 Zusammenfassung

Die hier vorgestellten Versuche haben gezeigt, dass die Mikrosiebung maßgeblich zur Erhöhung der Gasproduktion und somit zur Leistungssteigerung bestehender Faulbehälter beitragen kann. Durch den Betrieb einer Mikrosiebung kann eine Verbesserung der energetischen Situation einer kommunalen Kläranlage angestrebt werden, welche auch durch Einsparungen an Belüftungsenergie getragen wird. Bevor eine Mikrosiebung zur mechanischen Vorreinigung in Betracht gezogen werden kann, sollte überprüft werden, inwiefern Kapazitäten im Faulbehältervolumen vorliegen. Zu beachten ist hierbei vor allem die hydraulische Verweilzeit der bestehenden Faulbehälter sowie die erforderliche Infrastruktur mit Kapazität der Gasspeicher und Gasverwertungsaggregate. Negative Auswirkungen auf den anaeroben Abbau wurden bei der Mitbehandlung des Siebgutes nicht festgestellt. Es wird empfohlen, den personellen Mehraufwand für die Wartung und Betreuung des Siebes sowie das Potential der Entfrachtung für einen jeweiligen Standort im Vorfeld abzuschätzen. Zudem sollte in der Gesamtbetrachtung auch der Bedarf zusätzlicher Polymermengen für die Eindickung des Siebgutes berücksichtigt werden.

7 Literatur

- Boulestreau M., Remy C. and Lesjean B. (2014). Recommendations for energy positive wastewater schemes, Project acronym: CARISMO, Kompetenzzentrum Wasser Berlin.
- DWA (2014). Merkblatt DWA-M 368 - Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., ISBN:978-3-944328-60-7.
- DWA (2016). Arbeitsblatt DWA-A 131 - Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., ISBN: 978-3-88721-331-2.
- Ghasimi, D. S. M., Tao, Y., de Kreuk, M., Zandvoort, M. H., Abbas, B., van Lier, J. B. (2015). Digester performance and microbial community changes in thermophilic and mesophilic sequencing batch reactors fed with the fine sieved fraction of municipal sewage. *Water research* 87, 483–93.
- Jahn, L., Baumgartner, T., Svardal, K., Krampe, J. (2016). The influence of temperature and SRT on high-solid digestion of municipal sewage sludge"; *Water Science and Technology* 74(4), 836–843.
- Kaleß, M., Palmowski L., Pinnekamp, J., Kink, M., Heindl, A. (2018). Energieeffiziente Abwasserreinigung durch Abwassersiebung *Korrespondenz Abwasser Abfall* 18(65), 210–216.
- Kink, M., Wittmann, F. (2016). Feinstsiebung - die intelligentere Vorklärung. *wwt* 10 – Special Klärschlamm.
- Pellicer-Nächer, C., Olsson, P., Kängsepp, P. (2016), Deliverable 1.1: Optimized design of microscreen and periphery for primary filtration, www.powerstep.eu.
- Razafimanantsoa, V. A., Ydstebo, L., Bilstad, T., Sahu, A. K., Rusten, B. (2014). Effect of selective organic fractions on denitrification rates using salsnes filter as primary treatment. *Water Science & Technology* 69(9), 1942–8.
- Walder, C., Proesl, A., Klegraf, F., Soerensen, K., Lahnsteiner, J. (2015). Enhanced Primary Treatment using Microsieving for Increased Removal Rates and Energy Recovery on WWTPs. In: International Water Association (Eds.), *Proceedings*, 358–360, 12th IWA Specialised Conference on Design, Operation and Economics of Large Wastewater Treatment Plants, Prague, SEP, 6–10.

Korrespondenz an:

DI Lydia Jahn

Mail: l.jahn@linzag.at

Linz AG - RKL Linz Asten, Ipfdorfer Str. 7, 4481 Asten

Kläranlage der Zukunft –Verfahrenskonzepte und Strategien für den Wupperverband

Inka Hobus¹, Gerd Kolisch¹, Dirk Gengnagel²

¹Wupperverbandsgesellschaft für integrale Wasserwirtschaft mbH, ²Wupperverband

Abstract: Kommunale Kläranlagen, die derzeit in Europa betrieben werden, basieren auf Verfahrenstechniken und Bemessungsregeln, die in den 1960er bis 1990er Jahren entwickelt wurden. Das Hauptziel dieser Anlagen ist es, die organische Belastung des Zulaufs zu eliminieren und den Nährstoffeintrag in den Vorfluter auf ein zulässiges Maß zu begrenzen. Seit Umsetzung der Stickstoff- und Phosphorentfernung gemäß der europäischen Kommunalabwasserrichtlinie (91/271/EGC) sind jedoch insbesondere im letzten Jahrzehnt neue Anforderungen entstanden. Es stehen zusätzlich die Eigenenergienutzung, die Eliminierung von Mikroschadstoffen und Mikroplastik, die Desinfektion und das Recycling von Wertstoffen aus dem Abwasser im Fokus der technischen und öffentlichen Diskussion. Unter Berücksichtigung dieser Aspekte kann die Kläranlage der Zukunft ein anderes Design benötigen und bestehende Kläranlagen müssen möglicherweise umfassend angepasst werden. Für den Wupperverband wurde im Hinblick auf die neuen Anforderungen mögliche Ansätze für eine Kläranlage der Zukunft erarbeitet.

Key Words: Verfahrenskonzepte, Neue Technologien

1 Einleitung

Der Wupperverband ist für die Bewirtschaftung des 813 km² großen Einzugsgebiets der Wupper über kommunale Grenzen hinweg zuständig und betreibt 14 Talsperren, 11 Kläranlagen und eine Schlammverbrennungsanlage. Die 11 Kläranlagen sind für eine weitergehende Stickstoff- und Phosphorelimination ausgelegt. Für den Schutz des Vorfluters sind an 5 Kläranlagen Flockungsfiltrationsanlagen installiert, um P_{ges} -Ablaufwerte von kleiner 0,5 mg/l einzuhalten. Bis auf zwei Kläranlagen sind alle Anlagen mit einer anaeroben Schlammbehandlung mit Eigenenergienutzung ausgestattet. Der erzeugte Klärschlamm wird in einer eigenen zentralen Wirbelschichtanlage verbrannt.

In den letzten Jahren stehen neue Anforderungen an die Kläranlagen in der öffentlichen und fachlichen Diskussion, wie z.B. die Elimination von Mikroschadstoffen und Mikroplastik, die Abwasserdesinfektion und das Recycling von Wertstoffen aus dem Abwasser. Mit der Studie Kläranlage der Zukunft will der Wupperverband Strategien für die Anpassung der betriebenen Kläranlagen an die neuen Anforderungen entwickeln.

2 Einsatz neuer Technologien

In der Literatur finden sich verschiedene neue Ansätze zur Weiterentwicklung der konventionellen Abwasserbehandlung. Sie zielen auf eine Steigerung der Energieeffizienz, eine fortgeschrittene Phosphorelimination, die Integration der Deammonifikation im Neben- und Hauptstrom sowie Ansätze zur Ressourcenrückgewinnung (z.B. (Eliquo 2015), (Gottardo Morandi et al. 2018), (Horn et al. 2009), (Mergelmeyer et al. 2014), (Palmowski et al. 2018), (Pittmann et al. 2017), (Remy et al. 2016), (Schmitt 2017), (Smart-plant 2019), (WOW 2020), (Weissenbacher et al. 2013)).

In Tabelle 1 sind heute bekannte neue Technologien für einzelne Prozessschritte der Abwasser- und Schlammbehandlung zusammengestellt. Die einzelnen Verfahren wurden qualitativ hinsichtlich der Reinigungsleistung, des Aufwands für Mess- und Regeltechnik, dem Energieverbrauch, dem Personalbedarf, die Rückgewinnung von Wertstoffen und die Umsetzungsreife (Stand der Forschung zum Stand der Technik) bewertet. In Tabelle 2 ist beispielhaft die Bewertung für die biologische Stufe zusammengestellt.

Tabelle 1: Technologien in Abhängigkeit von der Verfahrensstufe

Mechanik	Biologische Stufe	Schlamm	Energie	Spurenstoffe	Hygienisierung	Mikroplastik	Ressourcen
ohne VK	konv. Belebung	stat. Voreindickung	Heizkessel	Aktivkohle	Ozonung	Umkehrosiose	P / N
Vorklärung	SBR-Verfahren	MÜSE	BHKW	Ozonung	UV-Bestrahlung	Membranverf.	Cellulose
Mikrosiebung	Membranbelebung	konv. Faulung	ORC	AOP	Membranverfahr.		PHA
Mikroflotation	2-stufige-Verfahren	mehrstufig. Faulung	Mikroturbine	Umkehrosiose			Lipide
Fällung	Biofilmverfahren	Kompaktfaulung	Regelenergie	Nyex TM			Gas
	Granulaverfahren	modifi. Faulung	Methanisierung				Brauchwasser
	Hybrid-Verfahren	Desintegration	Wärmenetze				Aktivkohle
	Hauptstrom-Deammo.	Entwässerung	Wärmerückgew.				Bioöl
	Bioaugmentation	Verbrennung					Essigsäure
	PWBH-Deammo.	Pyrolyse					

Tabelle 2: Bewertung von Technologien der biologischen Stufe

Verfahren	Ablaufqualität	Fläche _{Red}	Volumen _{Red}	Invest	Betrieb	Umsetzungsreife
Biologische Stufe						
konv. Belebung	o	0 %	0 %	o	o	Stand der Technik
SBR-Verfahren	o	20-30%	5-20%	o	o	Stand der Technik
Membranbelebung	++	70 - 80 %	65 - 80 %	+	++	Stand der Technik
2-stufige-Verfahren	o	5 - 20 %	10 - 25 %	+	-	Stand der Technik
Biofilmverfahren	o	n. b.	n. b.	++	+	Stand der Technik
Granulaverfahren	- (AFS)	40 - 60 %	20 - 40 %	+	o	Stand der Technik
Hybrid-Verfahren	o	12 % - 15 %	15 % - 30 %	o	o	Stand der Technik
Hauptstrom-Deammo.	- (Lachgas)	5 - 20 %	10 - 25 %	+	-	Großtechnisch
Bioaugmentation	- (Lachgas)	0 %	0 %	o	-	Großtechnisch

3 Erfahrungsaustausch Planung

Neben der Recherche zum Einsatz neuer Verfahrenstechniken wurden ausgewählte KA-Neubauprojekte besichtigt, um im Austausch mit Betreibern und Planern Gründe zum planerischen Vorgehen, Kriterien für die technologische Ausgestaltung des Anlagenkonzeptes und Erfahrungen aus der Realisierung dieser Kläranlagen zu sammeln. Es wurden zwei Nereda®-Anlagen (NL-Utrecht, CH-Kloten Opfikon), eine SBR-Anlage (CH-Basel) und eine Anlage zur Wertstoffrückgewinnung (NL-Beemster) besichtigt (siehe Abbildung 1 bis Abbildung 4).

Das in Utrecht gewählte Konzept mit dem Bau von 6 Nereda®-Reaktoren in Fertigteilbauweise und ohne Einbindung in den Baugrund konnte in einer Bauzeit von 3 Jahren umgesetzt werden. Hierbei ist eine halbjährige stufenweise Inbetriebnahmephase zur Anreicherung der Granula berücksichtigt. Mit dem Verfahren können mittlere Ablaufwerte von 3-4 mg/l N_{ges} im Jahresmittel erreicht werden. Nachgeschaltet ist eine Sandfiltration, um Feinsuspensa zurückzuhalten. Um Ablaufpeaks bei dem hohen $Q_M / Q_{T,d,aM}$ Verhältnis von 4,5 zu vermeiden, wurde das Beschickungsmanagement der Nereda®-Reaktoren optimiert.

Für die Kläranlage Kloten-Opfikon mit einer Ausbaugröße von 125.000 E sind 4 Nereda®-Reaktoren projektiert. Die Verfahrenstechnik wurde aufgrund der begrenzten Platzverhältnisse gewählt. Zur Spurenstoffelimination sind eine Ozonanlage und eine Filtration nachgeschaltet. Die Ertüchtigung der gesamten Anlage inklusive Mechanik und Schlammbehandlung wird in einem Zeitraum von 2017 – 2023 umgesetzt. Die längere Bauzeit ist auf den Umbau unter laufenden Betrieb zurückzuführen als auch die Umsetzung der Nereda®-Reaktoren in Ort beton unter Berücksichtigung der bestehenden Beckenkubatur der biologischen Stufe.



Technische Daten: RZWI Utrecht	
Belastung	450.000 E
$Q_M / Q_{T,d,aM}$	4,5
Anforderung	$T_N < 5 \text{ mg/l}$ im Jahresmittel
Mechanik	Rechen / Sandfang
Volumen Biologie	1 Speicher + 6 Nereda®-Reaktoren ($V = 72.000 \text{ m}^3$)
weiterg. Reinigung	nachgeschaltete Sandfiltration
Stabilisierung	aerob
Bauzeit	2017 - 2019
Bau	Fertigteil-Reaktoren
Wertstoffe	EPS
Inbetriebnahme	Stufenweise

Abbildung 1: RZWI Utrecht: Nereda®-Verfahren für 450.000 E (Bild: <https://www.hdsr.nl/beleid-plannen/projectenkaart/utrecht/vernieuwing-utrecht/>)



Technische Daten: ARA Kloten-Opfikon	
Belastung	125.000 E
$Q_M / Q_{T,d,aM}$	2,3
Anforderung	$\text{NH}_4\text{-N} < 1 \text{ mg/l}$, $T_N < 70 \%$ im Jahresmittel
Mechanik	Rechen / Sandfang / Vorklärung
Volumen Biologie	4 Nereda®-Reaktoren ($V = 19.200 \text{ m}^3$)
weiterg. Reinigung	Ozonung / Filtration
Stabilisierung	anaerob
Bauzeit	2017 - 2023
Bau	Umbau unter Betrieb / Ortbeton
Wertstoffe	- / -
Inbetriebnahme	Stufenweise

Abbildung 2: ARA Kloten Opfikon: Nereda®-Verfahren in Bau für 125.000 E

Für die Kläranlage Basel wurde auch aufgrund der engen Platzverhältnisse für die Erweiterung der Anlage das SBR-Verfahren eingesetzt. Die 9 SBR-Reaktoren wurden kompakt in einem 3*3 Raster angeordnet. Die Ausführung erfolgt hier auch in Ortbeton. Die Ertüchtigung der gesamten Anlage inklusive Mechanik und Schlammbehandlung und Spurenstoffelimination mit Ozon, PAK und Filtration wird in einem Zeitraum von 2018 – 2024 umgesetzt.

Die Kläranlage Beemster wurde ausgesucht, um eine Kläranlage mit Ressourcenrückgewinnung zu besichtigen. Die Kläranlage Beemster ist eine aerob stabilisierende Kläranlage mit Umlaufbecken und Druckbelüftung. Die Ausbaugröße der Anlage liegt bei 170.000 E. Zur Erhöhung der Reinigungskapazität wurden 8 Salsnes-Siebanlagen zur Rückgewinnung von Cellulose angeordnet. Hiermit konnte der Sauerstoffbedarf der Anlage gesenkt werden sowie die Anschlusskapazität durch die Einbindung der Siebanlage erhöht werden.

Technische Daten: ARA Basel	
Belastung	520.000 E
$Q_M / Q_{T,d,aM}$	2,6
Anforderung	$NH_4-N < 1mg/l$, $T_N < 70\%$ im Jahresmittel
Mechanik	Rechen / Sandfang / Vorklärung
Volumen Biologie	9 SBR-Reaktoren ($V = 90.000 m^3$)
weitere Reinigung	Ozonung / PAK / Filtration
Stabilisierung	anaerob
Bauzeit	2018 - 2024
Bau	Umbau unter Betrieb / Ortbeton / kompakt
Wertstoffe	- / -
Inbetriebnahme	Stufenweise

Abbildung 3: ARA Basel: SBR-Verfahren für 520.000 E

Technische Daten: RZWI Beemster	
Belastung	170.000 E
$Q_M / Q_{T,d,aM}$	3
Anforderung	$T_N < 70\%$ im Jahresmittel
Mechanik	Rechen / 8 Siebanlage mit $450 m^3/h$
Volumen Biologie	Umlaufbecken
weitere Reinigung	Ozonung / Filtration
Stabilisierung	aerob
Bauzeit	- / -
Bau	- / -
Wertstoffe	Cellulose
Inbetriebnahme	- / -

Abbildung 4: RZWI Beemster: Cellulose-Rückgewinnung für 170.000 E

4 Workshop „Kläranlage der Zukunft“

Die erkannten Bausteine für eine Kläranlage der Zukunft wurden auf einem Workshop mit Teilnehmern aus der Wissenschaft, externen Betreibern von kommunalen Kläranlagen und dem Wupperverband im Hinblick auf Betriebserfahrungen und eine Einbindung in bestehende Kläranlagen diskutiert (siehe Abbildung 5). In der Diskussion wurden als Ergebnis folgende Umsetzungsvarianten für einen Neubau bzw. eine Ertüchtigung bestehender kommunaler Kläranlage identifiziert:

- Konventionelle Beckenbiologie als Referenzanlage
- s:select®-Verfahren (Verbesserung der Absetzgeschwindigkeit in der NK)
- SBR-Verfahren (kleinerer Footprint)
- Nereda®-Verfahren (Aerobe granuliert Biomasse)

- MBR-Verfahren (TS-Steigerung, Hygienisierung)
- Kaltwasserdeammonifikation (ressourcenefficient)

Ziele: Energie / CO ₂ / Ressourcen / Spurenstoffe / Resistenzen		
Einzugsgebiet: Kanalnetz / Fremdwasser / Ressourcen im EZG		
Rückfallebenen bei neuen Technologien	Betriebliche Flexibilität	Bausteine der Zukunft berücksichtigen
Redundanzen für Außerbetriebnahmen	Volumen (Biologie)	Fit for purpose
PW: TMP/Schnecke	BB: Nereda / Hybrid	
MECH: Rechen / Siebung	BB: 2-stufige Anlage	
MECH: Fettelimination	BB: Membran im Teilstrom	
C-Ausnutzung: Sieb/VK	BB: Nachgeschalt. Membran	
PWBH: Deammonifikation	BB: Kaltwasserdeammonifik.	
FB: 2-stufig / Hochlast+2FB	Ressourceneffiziente Anlage	

Abbildung 5: Ideenwerkstatt: Erweiterung und Optimierung bestehender / neuer Kläranlagen

In Abbildung 6 ist die Bewertung der Workshop-Teilnehmer unterteilt nach Wissenschaft, Betreiber von Kläranlagen und Wupperverbandsmitarbeitern dargestellt. Die Variante 1 mit einer konventionellen Belebung als 3er-Kaskade wurde als stabile und betriebssichere Variante mit einer guten Reinigungsleistung, die flexibel an zukünftige Anforderungen angepasst werden kann, bewertet.

Als zukunftsfähige Lösung wurde das MBR-Verfahren aufgrund der sehr guten Ablaufqualität, der Nutzung des Ablaufs als Brauchwasser sowie einem Rückhalt von Mikroplastik und von multiresistenten Bakterien beim Einsatz einer Ultrafiltration eingestuft. Aufgrund eines auf vielen Kläranlagen des Wupperverbandes hohen Q_M/Q_T -Verhältnisses erscheint die Kombination aus konventioneller Belebung mit einer Membranbelebung zielführend (Hybrid-MBR). Hiermit kann 100% der Jahresabwassermenge membranfiltriert werden, bei Regenwetter werden dann nur 60% der Zulaufmenge in der MBR-Anlage behandelt und die restlichen 40% in der konventionellen Belebung. Das MBR-Verfahren wurde zudem insbesondere im Hinblick auf die Einbindung von Bausteinen zur Ressourcenrückgewinnung positiv beurteilt.

Eine nachhaltige Lösung im Hinblick auf die Ressourceneffizienz wurde in der Umsetzung einer Kaltwasserdeammonifikation gesehen. Aufgrund der noch geringen Betriebserfahrungen wird diese Variante im Hinblick auf Stabilität und Reinigungsleistung jedoch aktuell noch als nicht praxisrelevant eingestuft. Neben den Varianten 3 und 7 wurde das SBR-Verfahren von einigen Teilnehmern aufgrund der hohen Flexibilität für zukünftige Umbauten auch als eine zielführende Lösung angesehen.

Das s:select-Verfahren wurde von den Teilnehmern als Maßnahme zur möglichen Erweiterung bzw. Verbesserung der Reinigungsleistung bestehender Anlagen, aber nicht für eine Neudimensionierung eingestuft. Das Nereda®-Verfahren wurde aufgrund der möglichen hohen AFS-Konzentrationen im Ablauf infolge eines Feststoffabtriebs insbesondere in der Inbetriebnahmephase kritisch beurteilt. Das Verfahren ist bei hohen Anforderungen an die AFS- und P_{ges} -Ablaufkonzentration zudem nur in Kombination mit einer Filtrationsstufe umzusetzen.

Kriterien	Wertung						
	VAR 01	VAR 02	VAR 03	VAR 04	VAR 05	VAR 07	VAR 08
	konv. BB	s:select	SBR	Nereda ohne FB	Nereda mit FB	Hybrid-membran	Kaltwasser-Demon
Verfahren (Stabilität)							
Betrieb (Personalbedarf / Qualifikation / Automatisierung)							
Reinigungsleistung (N/P)							
Reststoffe + Betriebsmittel (Schlamm / Fäll-/ Flockungsmittel)							
Nachhaltigkeit (Energie, Ressourcen, CO ₂)							
Flexibilität (Anstieg Frachten / Wassermengen)							
Zukunftsfähigkeit (4. Stufe, P = 0,5 mg/l, Mikroplastik etc.)							

Abbildung 6: Bewertung der untersuchten Varianten (je Kriterium und Teilnehmer wurden drei Punkte unterteilt nach Wissenschaft: rot, Betreiber von Kläranlagen: gelb, Wupperverband: blau vergeben)

Als weiteres Ergebnis des Workshops wurde empfohlen, Maßnahmen im Einzugsgebiet der Kläranlagen zur Minimierung des Regen- und

Fremdwasseranfalls durchzuführen. Hiermit können zum einen die Kosten für die Nachklärung, das erforderliche Austauschvolumen beim SBR/Nereda®-Verfahren oder die Membranfläche beim MBR-Verfahren reduziert werden, zum anderen kann das nicht abgeleitete Regenwasser am Anfallort nachhaltig genutzt werden. Ansätze zum Stoffstrommanagement sollten mit dem Ziel untersucht werden, Nährstoffe für ein Recycling direkt am Anfallort zu entfernen (Stoffstromtrennung) und hiermit z.B. das C:N-Verhältnis im Zulauf der Kläranlage zu verbessern.

5 Variantenentwicklung

Aufbauend auf den Ergebnissen der Technologiebewertung und dem Workshop wurden 4 unterschiedliche Varianten einer biologische Stufe am Beispiel einer Kläranlage der GK 5 mit einer Ausbaugröße von 300.000 E untersucht: das s:select®-Verfahren, das SBR-Verfahren, das Nereda®-Verfahren (ohne und mit Faulung) und das MBR-Verfahren. Im Vergleich hierzu wurde als Referenzanlage eine konventionelle Kläranlage verschaltet als 3er-Kaskade bemessen. Neben den erforderlichen Volumina wurden die Kapital- und Betriebsausgaben anhand von Erfahrungswerten bzw. Richtpreisangeboten abgeschätzt und Lageplankonzepte erstellt. Weiterhin wurde die Anpassungsfähigkeit an zukünftige Anforderungen bewertet. Die Einbindung von Aufwuchskörpern und der Bypass um die Belebungsbecken wurden als möglicher Baustein zur Verbesserung der Reinigungsleistung der konventionellen Belebung für eine Erweiterung der Anlage vorgesehen, jedoch im Rahmen der Variantenuntersuchung nicht weiter berücksichtigt. Die Umsetzung einer Deammonifikation im Hauptstrom wurde aufgrund der geringen Betriebserfahrungen ebenfalls nicht als zielführend eingestuft.

5.1 Auslegung der biologischen Stufe

In Abbildung 7 sind die erforderlichen Beckenvolumina für die untersuchten Varianten zusammengestellt. Für die 3er-Kaskade ergibt sich ein Beckenvolumen von 41.500 m³, trotz Einbindung einer PWBH liegt das V_{DN}/V_{BB} -Verhältnis bei 0,6. Mit der Einbindung des s:select®-Verfahrens kann das Beckenvolumen aufgrund des höheren TS_{BB} auf 27.400 m³ reduziert werden. Für das SBR-Verfahren ergibt sich ein erforderliches Beckenvolumen ohne Berücksichtigung des Austauschvolumens von 36.300 m³. Für das Nereda®-Verfahren liegt das erforderliche Beckenvolumen ohne Berücksichtigung des Austauschvolumens bei 27.400 m³ für eine Anlage ohne Vorklärung bzw. 22.100 m³ für eine Anlage mit Vorklärung. Mit dem Einsatz eines MBRs ergibt sich ein erforderliches

Belebungsbeckenvolumen von 25.220 m³. Für das Hybrid-MBR-Verfahren erhöht sich das Beckenvolumen im Vergleich zum MBR-Verfahren auf 30.927 m³.

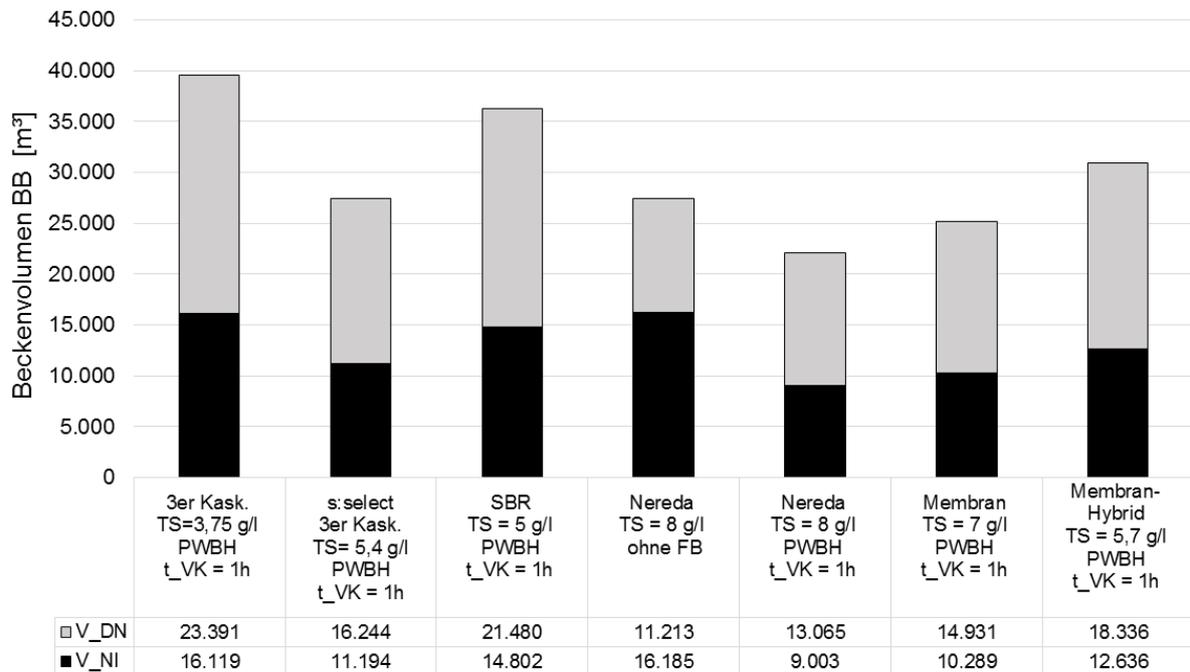


Abbildung 7: Erforderliches Beckenvolumen ohne Berücksichtigung von Austauschvolumen für SBR- und Nereda®-Verfahren

In Abbildung 8 ist das Gesamtvolumen der biologischen Stufe inkl. Nachklärung bzw. mit Berücksichtigung von Austauschvolumen und Speicher für die einzelnen Varianten dargestellt. Das erforderliche Volumen für die Membranabzugseinheit wird dem Nachklärvolumen zugeordnet. Mit einem Nachklärbecken­volumen von 27.000 m³ ergibt sich ein Gesamtvolumen für die 3er-Kaskade von 68.500 m³ und für das s:select®-Verfahren von 54.400 m³. Für das SBR-Verfahren ergibt sich aufgrund des großen erforderlichen Austauschvolumens ein Gesamtvolumen von 74.700 m³. Mit der Einbindung eines Speichers könnte das Gesamtvolumen etwas reduziert werden. Das Nereda®-Verfahren liegt mit 56.000 m³ in der gleichen Größenordnung wie das s:select®-Verfahren. Mit dem MBR-Verfahren kann das Gesamtvolumen auf 28.220 m³ reduziert werden. Die Kombination des MBRs mit einer konventionellen Belebung erfordert ein Gesamtvolumen von 34.022 m³ und liegt hiermit noch unterhalb des Volumens für das Nereda®-Verfahren.

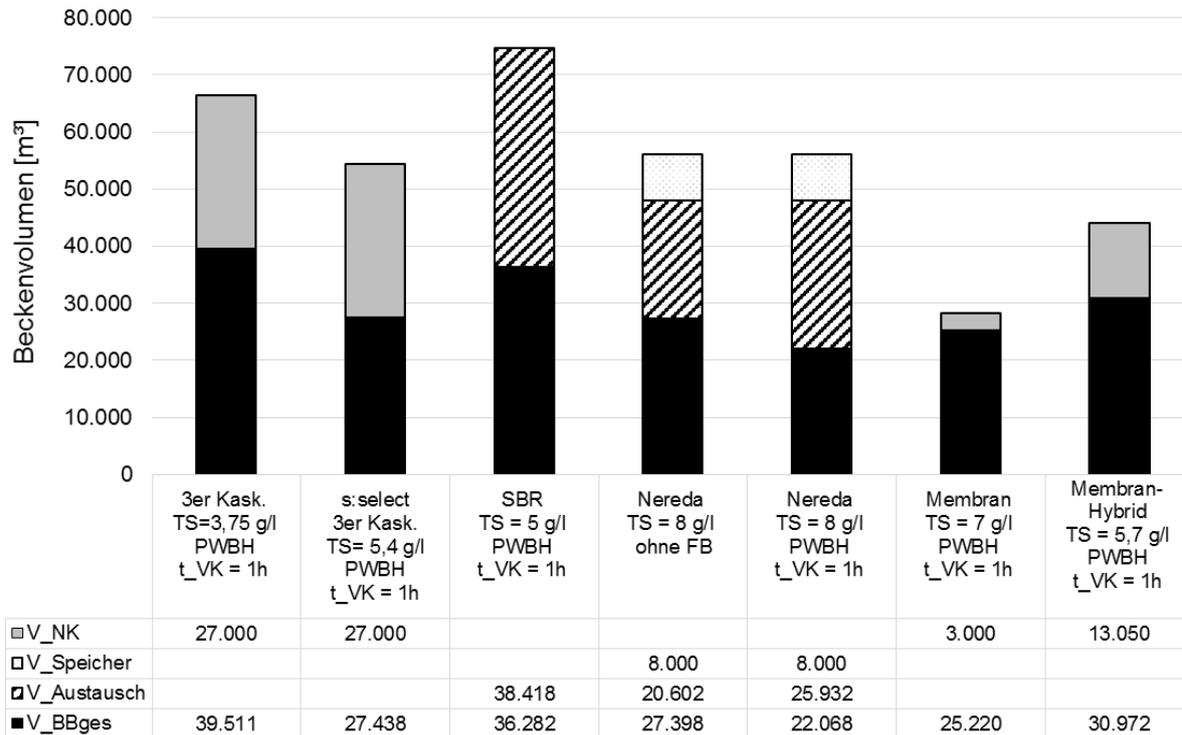


Abbildung 8: Erforderliches Gesamtvolumen bestehend aus Belebungsbecken-, Nachklärbecken-, Austausch- (SBR- / Nereda®-Verfahren) und Speichervolumen

5.2 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung wurden für die gewählten Varianten die Betriebskosten und die Kapitalkosten abgeschätzt (Abbildung 9 und Abbildung 10). Die Investitionskosten liegen für die Varianten mit anaerober Stabilisierung in einer ähnlichen Größenordnung. Der Einfluss des deutlich kleineren Beckenvolumens beim Nereda®-Verfahren mit Faulung ist relativ gering aufgrund des höheren spezifischen Preises für den Bau der Reaktoren. Die Investitionskosten für das Nereda®-Verfahren ohne Faulung und Vorklärung liegen mit 75 % der Kosten für eine Anlage mit anaerober Schlammfäulung demgegenüber deutlich niedriger. Beim MBR-Verfahren ergeben sich Einsparungen aufgrund des deutlich kleineren erforderlichen Beckenvolumens, durch die relativ hohen Kosten für die Membranen liegen die Investitionskosten nur leicht über den Kosten einer konventionellen Belebungsanlage.

Mit Berücksichtigung der Betriebskosten ist das Nereda®-Verfahren ohne Faulung am günstigsten. Alle Varianten liegen jedoch in einer ähnlichen Größenordnung. Die MBR-Varianten weisen etwas höhere Jahreskosten auf.

Hiermit verbunden ist im Vergleich zu den anderen Verfahren jedoch eine bessere Ablaufqualität infolge der Membranfiltration des Ablaufs.

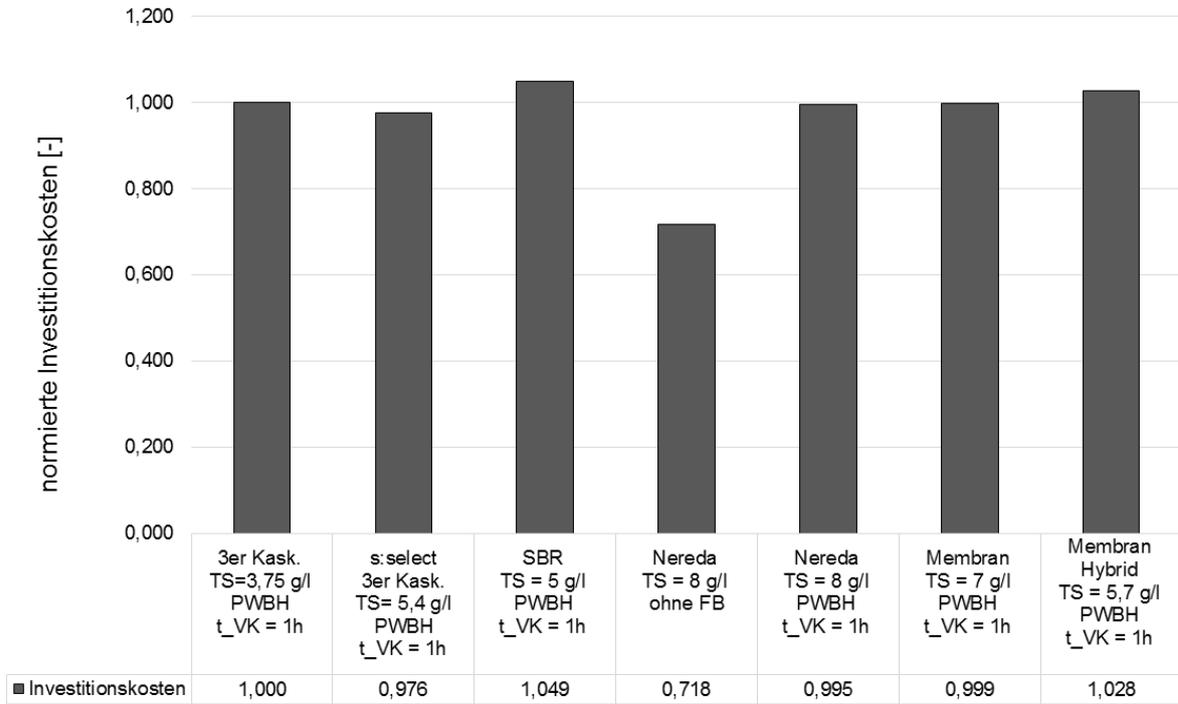


Abbildung 9: Zusammenstellung der Investitionskosten

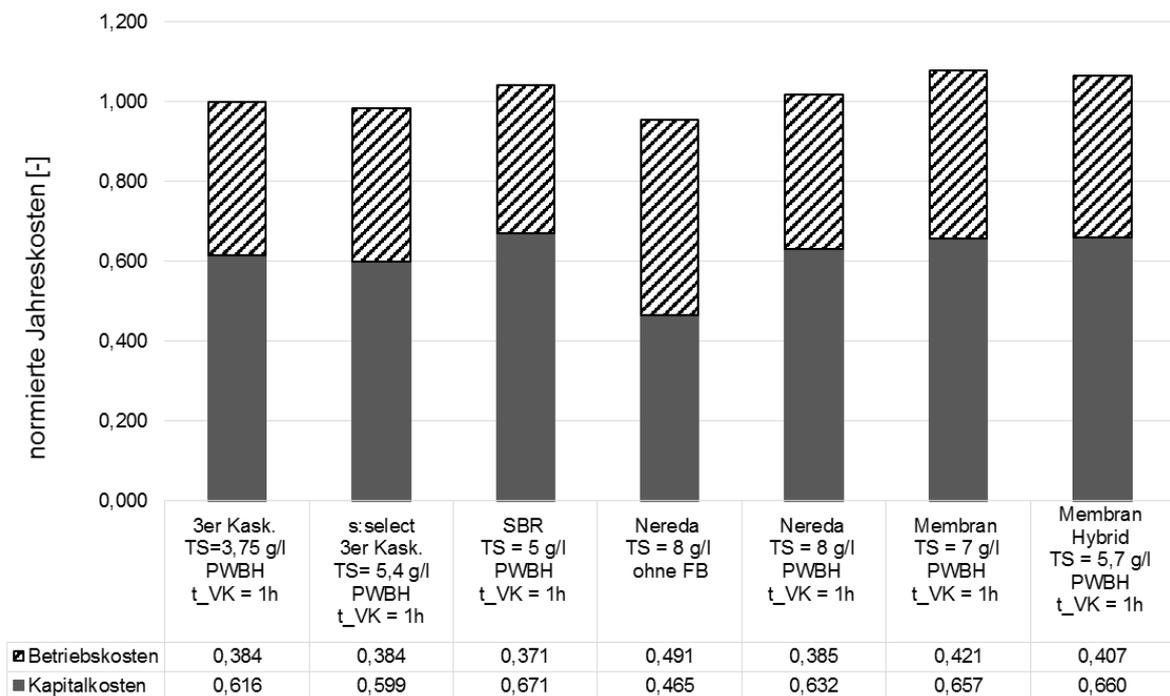


Abbildung 10: Zusammenstellung der spezifischen Jahreskosten

5.3 Lageplankonzepte für die Varianten

In Abbildung 11 ist beispielhaft der erforderliche Platzbedarf für eine konventionelle Belebungsanlage im Vergleich zu einer Hybrid-MBR-Anlage dargestellt. Mit dem Hybrid-MBR ergeben sich ein deutlich geringerer Flächenbedarf und eine erhöhte Flexibilität für zukünftige Anforderungen. Hier ist insbesondere die Nutzung der im Abwasser enthaltenen Ressourcen P, N und C als auch die Weiternutzung des membranfiltrierten Abwassers als Brauchwasser zu sehen. In Abbildung 12 ist die Einbindung möglicher Verfahrenstechniken zur Reduzierung der Betriebskosten, Steigerung der Energieeffizienz, Teilnahme am Regelenergiemarkt und Rückgewinnung von Ressourcen aus dem Abwasser dargestellt. Bei der Einbindung der zusätzlichen Prozesse insbesondere bei der C-Ausschleusung ist auf ein ausreichendes C/N-Verhältnis für die Stickstoffelimination zu achten.

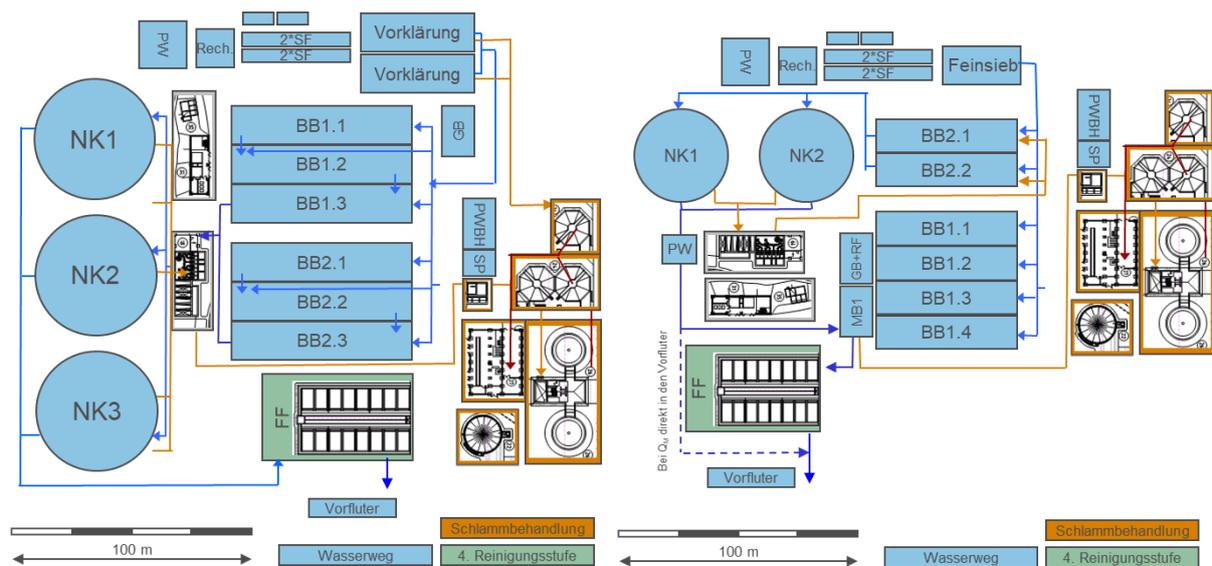


Abbildung 11: Lageplankonzepte für die 3er-Kaskade (links) und die MBR-Anlage (rechts)

6 Zusammenfassung

In dem durchgeführten Projekt wurden am Beispiel einer Kläranlage mit einer Ausbaugröße von 300.000 E unter Berücksichtigung innovativer Verfahrenstechniken mögliche zukünftige Umsetzungsvarianten für die biologische Stufe entwickelt. Die wirtschaftliche Bewertung weist bezogen auf die biologische Stufe geringe Unterschiede zwischen den einzelnen Varianten aus. Die Auswahl der zielführenden Variante ergibt sich somit nicht alleine aus den wirtschaftlichen Randbedingungen, sondern auch daraus, ob die ausgewählte Variante im Hinblick auf zukünftige Anforderungen geeignet ist bzw. spezifische Vorteile bei möglichen zusätzlichen Anforderungen an die Abwasserreinigung aufweist. Dem Wupperverband liegen als Ergebnis der durchgeführten Studie und auf Basis der heute bekannten Technologien verfahrenstechnische und kostenbezogene Einschätzungen für eine Erweiterung oder einen möglichen Neubau der von ihm betriebenen kommunalen Kläranlagen vor. Inwieweit sich diese auf die Standorte mit unterschiedlicher bestehender Anlagentechnik und Anlagenausbaugröße übertragen lassen, ist in spezifischen Untersuchungen weiter zu klären.

7 Literatur

- EWG (1991) Richtlinie 91/271/EWG über die Behandlung von kommunalem Abwasser (<https://eur-lex.europa.eu/eli/dir/1991/271/oj>)
- Eliquo (2015): Innovative energy and nutrient factory at Amersfoort waste water treatment plant. (Eliquo water & Energy BV, The Netherlands, www.eliquo-we.com)
- Gottardo Morandi, C.; Wasielewski, S.; Mouarkech, K.; Minke, R.; Steinmetz, H. (2018): Impact of new sanitation technologies upon conventional wastewater infrastructures, *Urban Water Journal*, 15:6, 526-533.
- Horn, H., Rapp-Fiegle, S., Günthert, F.W., Holtorff M.S., Bischof, F., Chwistek, M. (2009): Forschungsvorhaben „Kläranlage der Zukunft“ – Themenbereiche Faulgasproduktion, Anaerobtechnik und Deammonifikation. Technische Universität München.
- Mergelmeyer, M.; Kolisch, G. (2014): Projekt Nr. 2: Verbesserung der Klärgasnutzung, Steigerung der Energieausbeute auf kommunalen Kläranlagen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben Energie und Klimaschutz. Forschungsvorhaben im Auftrag des MKULNV-NRW (AZ IV-7-042 600 003B).
- Palmowski, L.; Pinnekamp, J. (Hrsg)) (2018): Entwicklung und Integration innovativer Kläranlagentechnologien für den Transformationsprozess in Richtung Technikwende - E-Klär. Abschlussbericht, gefördert im Rahmen der BMBF-Fördermaßnahme ERWAS.
- Pittmann, T.; Steinmetz, H. (2017): Polyhydroxyalkanoate Production on Waste Water Treatment Plants: Process Scheme, Operating Conditions and Potential Analysis for

- German and European Municipal Waste Water Treatment Plants. Bioengineering 2017, 4
- Remy, C.; Diercks, K.; (2016) Deliverible D 3.1 Best practices for improved sludge digestion. Horzin 2020 project: Powerstep.
- Schmitt, Theo G. (Hrsg.) (2017): Kläranlagen in der Energiewende: Faulung optimieren & Flexibilität wagen. Tagungsband zur Fachtagung in Kaiserslautern am 30. November 2017. Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft Technische Universität Kaiserslautern.
- Smart-plant (2019) Scale-up of low-carbon footprint material recovery techniques in existing wastewater treatment PLANTs. Horzin 2020 project 2016-2020: Smart-plant <https://smart-plant.eu/>
- Weissenbacher, N.; Wett, B.; DeClippel, H.; Hell, M. (2013): Hauptstromdeammonifikation in Kläranlagen - Analyse des Einflusses auf die flüssigen und gasförmigen Emissionen kommunaler Kläranlagen in Österreich.
- WOW (2019): Designing value chains for carbon based elements from wastewater. Work package report of the NEW-Interreg Project WOW!. <https://www.nweurope.eu/projects/project-search/wow-wider-business-opportunities-for-raw-materials-from-wastewater/news/designing-value-chains-for-carbon-based-elements-from-wastewater/>

Korrespondenz an:

Dr.-Ing. Inka Hobus

Wupperverbandsgesellschaft für integrale Wasserwirtschaft mbH
Untere Lichtenplatzer Str. 100
D - 42289 Wuppertal

Tel.: +49 202 583236

Mail: hob@wupperverband.de

Bewertung der Umweltauswirkungen von Kläranlagen mit Ökobilanzen/LCA

Christian Remy

Kompetenzzentrum Wasser Berlin

Abstract: Die Ökobilanz nach ISO 14040 kann die globalen Umweltwirkungen von Kläranlagen umfassend bewerten. Dabei werden durch die Lebenszyklusperspektive alle relevanten direkten und indirekten Umweltwirkungen über ein Stoffstrommodell erfasst und mit verschiedenen Indikatoren nachvollziehbar bewertet. Der Beitrag beschreibt das schrittweise Vorgehen bei einer Ökobilanz und zeigt anhand von Beispielen mögliche Anwendungsfelder und Ergebnisse auf.

Key Words: Ökobilanz, Life Cycle Assessment, CO₂-Fußabdruck, Treibhausgase, Umweltwirkungen

1 Einleitung

Die ganzheitliche Erfassung und Bewertung aller Umweltwirkungen der menschlichen Aktivitäten auf diesem Globus gewinnt immer mehr an Bedeutung. Gesellschaft, Politik und Entscheidungsträger brauchen verlässliche Informationen über die ökologische Nachhaltigkeit von Systemen und Alternativen, um diesen Aspekt in die Planung und Umsetzung von Maßnahmen einzubeziehen. Am Beispiel des anthropogen verursachten Klimawandels und der erforderlichen Reduktion des Ausstoßes von Treibhausgasen wird deutlich, dass alle Sektoren Anstrengungen unternehmen müssen, um solche globalen Umweltprobleme zu verringern. Auch der Sektor der Abwasserreinigung wird zunehmend mit diesen Anforderungen konfrontiert, so dass eine verlässliche, robuste und mit verhältnismäßigem Aufwand anwendbare Methode zur Erfassung dieser Umweltwirkungen gefragt ist.

Eine bewährte Methode zur systematischen und quantitativen Erfassung aller Umweltwirkungen von technischen Systemen ist die Ökobilanz (engl. Life Cycle Assessment oder kurz LCA). Diese Methodik wurde in den 1990er Jahren entwickelt, um Produkte und Systeme über ihren Lebenszyklus zu bewerten. Der Lebenszyklus schließt dabei neben den direkten Wirkungen des Systems (z.B.

Lachgasemissionen auf der Kläranlage) auch alle relevanten vor- und nachgelagerten Prozesse mit ein (z.B. Stromerzeugung im Kraftwerk, Herstellung von Chemikalien, Entsorgung von Klärschlamm). So können die „gesamten“ Umweltwirkungen eines Systems über diese sehr weite Definition der zu betrachtenden Systemgrenzen erfasst werden. Je nach Ziel der Studie und dem Verhältnis von Arbeitsaufwand und Ergebnis sind dabei geeignete Abschneidekriterien zu definieren, um die mengenmäßig und umwelttechnisch relevanten Wirkungen abzubilden.

Weiterhin bezieht die Ökobilanz ihre Ergebnisse immer auf eine genau definierte funktionelle Einheit, die für alle betrachteten Varianten/Systeme gleich ist. Diese Funktionsgleichheit ermöglicht einen quantitativen Vergleich verschiedener Varianten unter „fairen“ Bedingungen, also immer im Hinblick auf gleiche Funktion. Sollte ein System mehrere Funktionen aufweisen (z.B. Abwasserreinigung plus Nährstoffrückgewinnung), lässt sich auch das in der Ökobilanz über geeignete Ansätze berücksichtigen.

Zur Erfassung der globalen Umweltwirkungen von Kläranlagen werden Ökobilanzen schon seit den 1990er Jahren in der Wissenschaft (Corominas, Foley et al. 2013) und seit einigen Jahren auch vermehrt in der Praxis eingesetzt. Dabei gibt es verschiedene Zielsetzungen für eine Ökobilanz, u.a.:

- Erfassung der spezifischen Umweltwirkungen einer bestehenden Anlage (z.B. CO₂-Fußabdruck)
- Optimierung einer bestehenden Anlage hinsichtlich ihrer Umweltwirkungen (z.B. Einsparung fossiler Energieträger)
- Variantenvergleich von verschiedenen technischen Optionen bei Umbau oder Erweiterung einer Kläranlage (z.B. 4. Reinigungsstufe)
- Bewertung neuer Konzepte und Technologien zur weiteren Optimierung/Beurteilung der Nachhaltigkeit (z.B. Rückgewinnung von Wertstoffen)

Da eine Kläranlage primär dem Gewässerschutz dient und damit eine ökologisch wichtige Funktion erfüllt, ist die Abwasserreinigung und damit die Ablaufqualität berechtigterweise das oberste Ziel im Sinne der ökologischen Nachhaltigkeit. Dennoch sind für den Betrieb einer Kläranlage teils erhebliche Aufwendungen für Strom, Chemikalien und Material für Infrastruktur zu erbringen, deren Bereitstellung wiederum Umweltwirkungen nach sich zieht. Auch die Entsorgung von Abfällen wie Klärschlamm kann mit negativen Umweltfolgen verbunden sein. Die Minimierung dieser Umweltwirkungen sollte daher ein weiteres Ziel der Betreiber sein, um z.B. den mit der Abwasserreinigung verbundenen Ausstoß von

Treibhausgasen so niedrig wie möglich zu halten. Die Abwägung zwischen diesem „Aufwand“ für die Abwasserreinigung (= Strom, Chemikalien, ...) und dem damit erzielten Nutzen (= verbesserte Qualität der Gewässer) lässt sich über eine Ökobilanz mit einer definierten Methodik abbilden. Dabei ist der Fokus der Ökobilanz durch ihre globale modellhafte Abschätzung von Wirkungen eher für global wirksame Parameter geeignet (z.B. Treibhausgasemissionen, Verbrauch endlicher Ressourcen) als für Umweltwirkungen, die eher lokal wirken und daher stärker von örtlichen Randbedingungen abhängen (z.B. Eutrophierung von Gewässern).

Im Folgenden wird die Methodik der Ökobilanz kurz erläutert und die wichtigsten Arbeitsschritte beschrieben. Anschließend wird anhand einiger Fallbeispiele exemplarisch die Anwendung von Ökobilanzen zur Beurteilung der Umweltwirkungen von Kläranlagen aufgezeigt.

2 Methodik der Ökobilanz

Die Vorgehensweise in einer Ökobilanz ist nach ISO genau definiert (ISO 14040 2006, ISO 14044 2006) und beinhaltet immer vier Arbeitsschritte (Abbildung 1):

1. Definition von Ziel und Untersuchungsrahmen
2. Erhebung einer Sachbilanz
3. Wirkungsabschätzung
4. Interpretation und Auswertung der Ergebnisse

Der Ablauf dieses Prozesses ist iterativ vorgesehen, so dass ggf. Anpassungen an Untersuchungsrahmen und Sachbilanz möglich sind, nachdem die ersten Ergebnisse der Ökobilanz vorliegen. Letztlich kommt es darauf an, die am Ende genutzten Definitionen und auch die Eingabedaten der Sachbilanz transparent zu berichten und gut zu begründen.

Wenn eine Ökobilanz formell dem ISO-Standard genügen soll, ist für vergleichende Studien, deren Ergebnisse veröffentlicht werden, eine kritische Prüfung durch externe Experten verpflichtend. Dabei prüft ein externer Gutachter bzw. ein Gremium von Gutachtern die Definitionen der Ökobilanz, ggf. die Sachbilanzdaten, und vor allem die formale Vollständigkeit des Berichts mit allen geforderten Details. Dieser „critical review“ Prozess dient der Qualitätssicherung und bestätigt die formale Konformität der Ökobilanz mit dem ISO-Standard. In der Praxis werden solche kritischen Prüfungen für Ökobilanzen in der Abwasserreinigung wenig durchgeführt, da es sich meist um Forschungsarbeiten

oder Zuarbeit zum Berichtswesen handelt, wo die formale Anerkennung des ISO-Standards nicht notwendig ist.

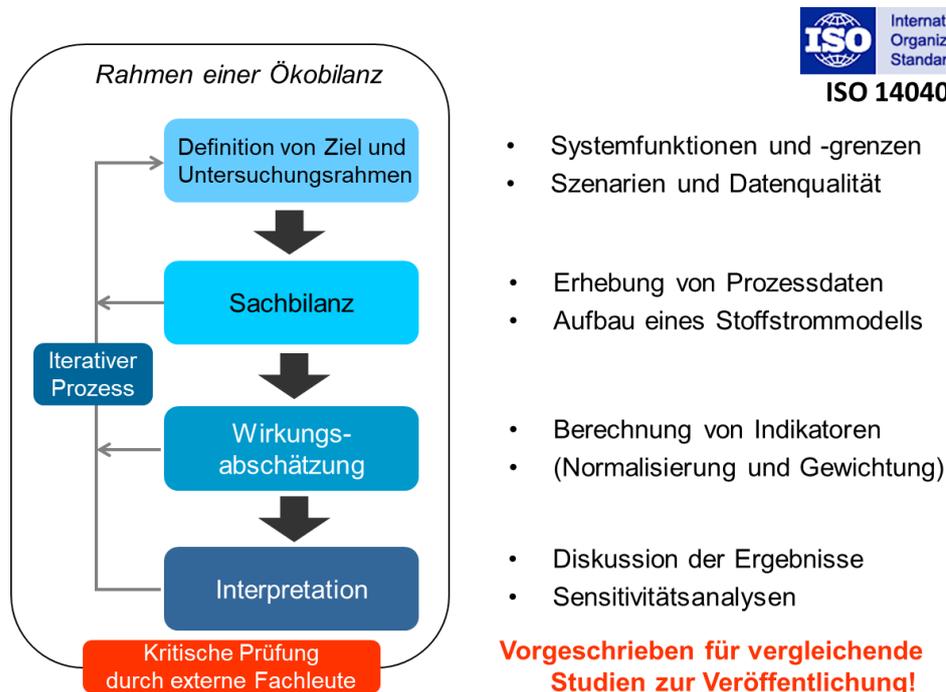


Abbildung 1: Vorgehensweise bei einer Ökobilanz nach ISO 14040/44

Im Folgenden werden die einzelnen Arbeitsschritte der Ökobilanz kurz beschrieben.

2.1 Definition von Ziel und Untersuchungsrahmen

Dieser Arbeitsschritt definiert als erstes formal das Ziel der Ökobilanz. Hier ist es wichtig, eine genaue und eindeutige Zielstellung zu formulieren, damit die nachfolgenden Definitionen auf dieses Ziel ausgerichtet werden können. Eine genauere Eingrenzung der Zielgruppe (z.B. Klärwerksleitung, Management, Planer, Öffentlichkeit) kann hilfreich sein, um die Art der Präsentation der Ergebnisse und die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen festzulegen.

Danach wird die Grundfunktion des betrachteten Systems genau definiert (z.B. „Abwasserreinigung von kommunalem Abwasser auf definierte Ablaufwerte“) und eine geeignete funktionelle Bezugseinheit gewählt. Auf diese funktionelle Einheit werden nachher alle Ergebnisse bezogen und so die verschiedenen Varianten/Systeme/Szenarien vergleichbar gemacht. Im Bereich der Kläranlage haben sich zwei funktionelle Einheiten bewährt: a) pro Volumen des behandelten Abwassers [$1/m^3$] und b) pro Einwohnerwert und Jahr [$1/(EW*a)$]. Für letztere Einheit spricht, dass sie die Belastung des Abwassers mit einbezieht, die ja maßgeblich den Aufwand für die Reinigung bestimmt. Beim Bezug auf das

behandelte Volumen wird die Konzentration bzw. Verdünnung der Belastung nicht berücksichtigt, was beim Vergleich mehrerer Anlagen mit unterschiedlichen Zulaufkonzentrationen berücksichtigt werden muss.

Eine der wichtigsten Definitionen betrifft die betrachteten Systemgrenzen. Hier werden üblicherweise die Grenzen so gesetzt, dass alle relevanten Prozesse der Kläranlage sowie die wichtigen vor- und nachgelagerten Systeme mit einbezogen werden. Typische Systemgrenzen für eine Ökobilanz einer gesamten Kläranlage umfassen die Abwasserreinigung und die Behandlung und Entsorgung des anfallenden Klärschlammes (Abbildung 2). Dazu kommen die Bereitstellung der wichtigsten Betriebsmittel (Strom, Chemikalien wie Flockungsmittel oder Polymere zur Schlammentwässerung, Treibstoffe) und dem Material zur Errichtung der Infrastruktur (Beton, Baustahl, ...). Als Emissionen des Systems wird das gereinigte Abwasser berücksichtigt sowie die wichtigsten Luftschadstoffe aus dem Anlagenbetrieb (z.B. N_2O , CH_4 , Emissionen des BHKW).

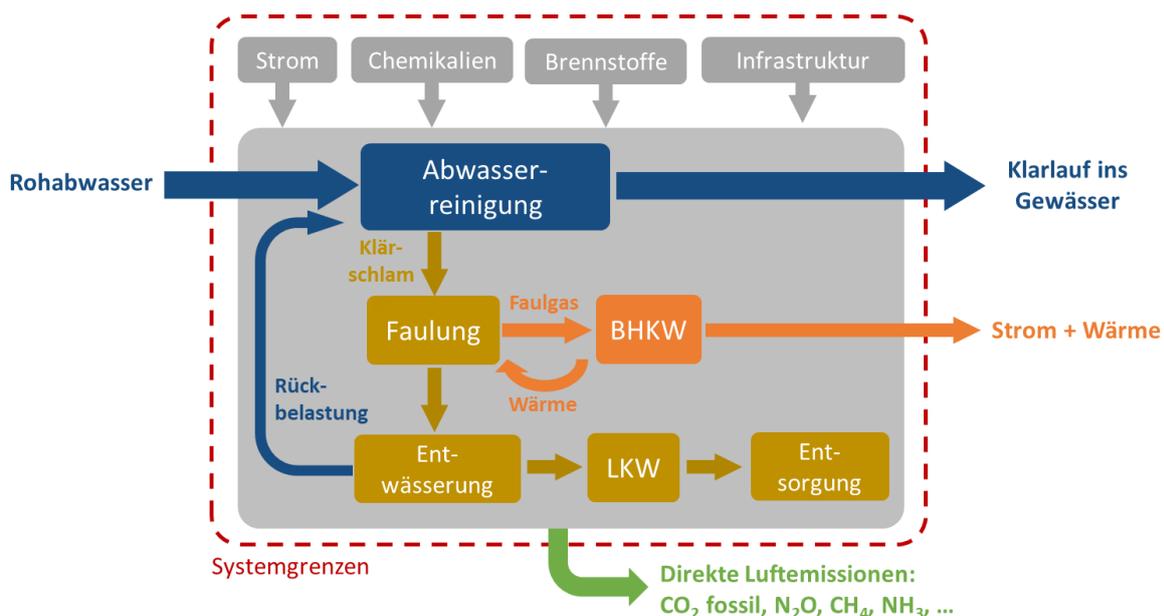


Abbildung 2: Typische Systemgrenzen für eine Ökobilanz eines Klärwerks

Für gezielte Betrachtungen einzelner Systembestandteile (z.B. vierte Reinigungsstufe, P-Rückgewinnung aus dem Klärschlamm) können die Systemgrenzen auch enger gefasst werden. Wichtig ist dabei, dass die relevanten Wirkungen der Systeme auf die gesamte Kläranlage mit abgebildet werden. Dabei spielt vor allem die Rückbelastung der Kläranlage mit Prozess- oder Spülwässern bzw. anfallendem Klärschlamm eine wichtige Rolle.

Weiterhin ist eine genaue Definition und Beschreibung der betrachteten Varianten/Szenarien notwendig. Hier bietet sich eine grafische Abbildung der Varianten über geeignete Fließschemata bzw. Blockdiagramme an. In vielen Fällen wird ein Grundzustand des Systems definiert („Referenzszenario“), dem dann verschiedene neue Varianten gegenübergestellt werden.

Abschließend ist an dieser Stelle eine generelle Beschreibung der genutzten Eingangsdaten und der Datenqualität gefordert. Oftmals werden reale Betriebsdaten einer Kläranlage für den Grundzustand genutzt, wohingegen mögliche Varianten eines Umbaus oder einer Erweiterung auf Planungszahlen bzw. Ergebnissen aus Pilotanlagen oder Vorstudien beruhen. Daher ist die Beurteilung der Datenqualität ein wichtiger Hinweis auf die Verlässlichkeit der Eingangsdaten und damit ggf. auf mögliche Unsicherheiten für die Ergebnisse der Ökobilanz.

2.2 Erhebung der Sachbilanz

In der Sachbilanz werden alle benötigten Eingangsdaten erhoben und berichtet. Diese Eingangsdaten werden dann üblicherweise in ein Stoffstrommodell der Kläranlage übersetzt, um je nach geforderter Detailtiefe der Untersuchung die einzelnen Prozessschritte und Stoffflüsse innerhalb der Kläranlage abzubilden. Es empfiehlt sich dabei die Verwendung einer Ökobilanz-Software mit grafischer Darstellung der Stoffstrommodelle (z.B. UMBERTO® (IFU 2018)) auf Basis von Prozessnetzen (Abbildung 3). Diese ermöglichen die Betrachtung und Validierung der einzelnen Stoffflüsse und Massenbilanzen.

Als Eingangsdaten nutzt die Ökobilanz meist mittlere Betriebsdaten für den „durchschnittlichen“ Zustand der Kläranlage (Jahresbilanz):

- Kumuliertes Volumen und mittlere Qualität der Abwasserströme bzw. des Klärschlammes (z.B. Volumen, AFS, CSB, Gesamt-N, Gesamt-P, ...)
- Kumulierte Betriebsmittel (z.B. Strom, Wärme, Flockmittel, Polymer, Aktivkohle, ...)
- Kumulierte Produkte (z.B. Strom und Wärme aus dem BHKW)

Diese Daten werden erhoben und auf Plausibilität geprüft. Oftmals müssen dabei Daten angepasst bzw. ergänzt werden, um die Massenbilanz zu schließen und Datenlücken auszugleichen. Für wichtige direkte Emissionen auf der Kläranlage (z.B. N_2O , CH_4 , NH_3 , ...) können allgemeine oder spezifisch bestimmte Emissionsfaktoren genutzt werden.

Bewertung über Umweltindikatoren

Die Abschätzung der Umweltwirkungen in der Ökobilanz beruht auf wissenschaftlichen Modellen und Methoden. Die Ökobilanz bildet damit „potentielle“ Umweltwirkungen über bestimmte Indikatoren ab, in dem sie jedem Stofffluss bestimmte Charakterisierungsfaktoren zuordnet. Für die verschiedenen Umweltwirkungen und Stoffe gibt es jeweils spezifische Faktoren, die über alle Stoffe aufsummiert werden und damit die gesamte Umweltwirkung für einen Indikator darstellen.

Es sind verschiedene Methoden zur Wirkungsabschätzung entwickelt und publiziert worden. Alle neueren Methoden berücksichtigen die gesamte Wirkungskette von der Emission über Verlagerung und Schädigung auf bestimmte Effekte bis hin zum Schaden für die Schutzgüter menschliche Gesundheit, Ökosysteme und Ressourcenverfügbarkeit (Abbildung 4).

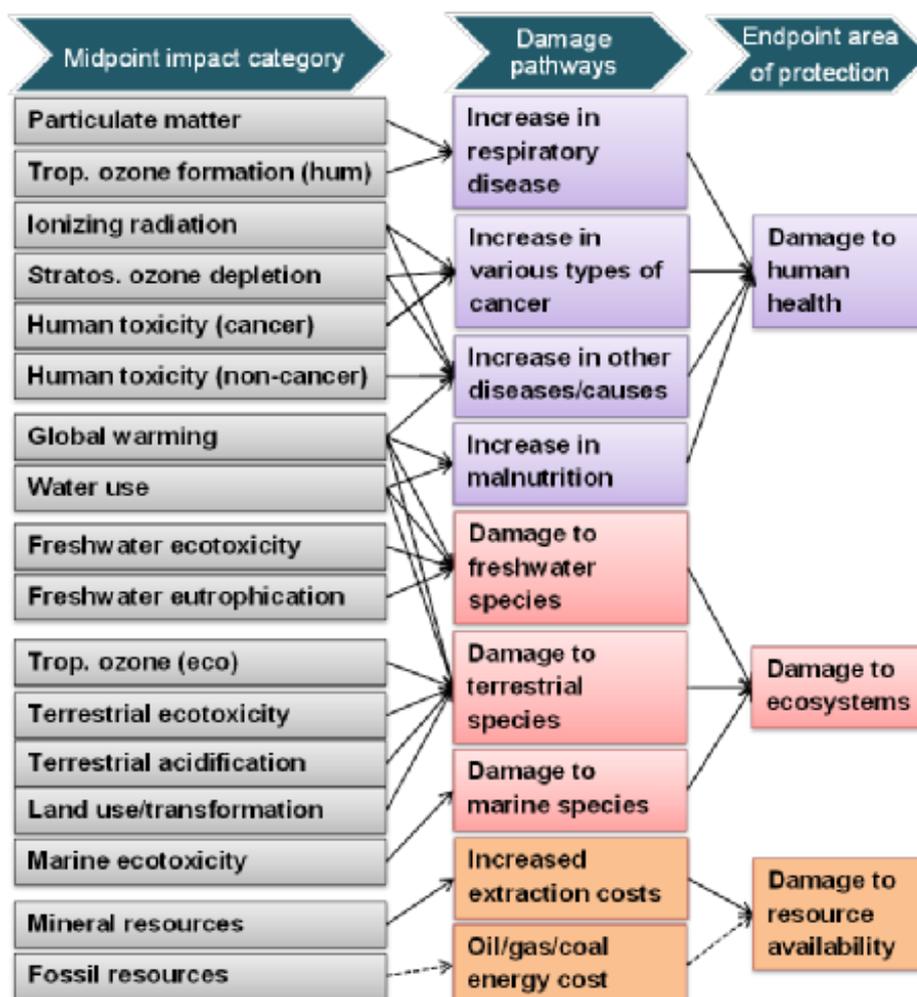


Abbildung 4: Beispiel für mögliche Umweltindikatoren einer Ökobilanz entlang der Wirkungskette (Huijbregts, Steinmann et al. 2017)

Dabei werden die einzelnen Umwelteffekte (z.B. globale Erwärmung) über verschiedene Methoden/Wirkpfade bis zum möglichen Schaden modelliert. Jedoch steigt im Verlauf der Wirkungskette die Unsicherheit der Modelle, und durch die immer höhere Aggregation ist die Ursache-Wirkungs-Beziehung nur noch schwierig nachzuvollziehen.

Meist werden daher für Ökobilanzen im Abwassersektor nur ausgewählte Indikatoren für spezifische Umwelteffekte berichtet, um sowohl die Unsicherheit der Aussagen zu vermeiden als auch die Transparenz der Ergebnisse zu verbessern. Typische Indikatoren einer Ökobilanz für Kläranlagen umfassen z.B.

- Kumulierter Energieaufwand (fossil bzw. nicht erneuerbar)
- Treibhausgaspotential
- Eutrophierung
- Versauerung
- Aquatische Ökotoxizität
- Humantoxizität

Die Erfahrung zeigt, dass im Bereich der Abwasserreinigung diese Indikatoren eine gute Beurteilung der relevanten Umweltwirkungen der Abwasserreinigung ermöglichen. Dabei wird sowohl der Aufwand der Kläranlage (Energieträger, Treibhausgasemissionen), die Wasserqualität (Nährstoffe, Schadstoffe), aber auch die sonstigen Emissionen in Luft und Boden (BHKW-Abgase, Klärschlamm) mit einbezogen.

Oft wird von den Entscheidungsträgern eine abschließende Bewertung der verschiedenen Indikatoren zueinander gefordert. Diese Abwägung z.B. zwischen erhöhtem Treibhausgasemissionen einerseits und besserer Wasserqualität andererseits lässt sich allerdings nicht wissenschaftlich objektiv lösen, sondern ist von der subjektiven Gewichtung der einzelnen Umweltaspekte abhängig. Diese Gewichtung hängt immer vom Betrachter ab und kann daher je nach Perspektive und Zielstellung unterschiedlich ausfallen.

Eine Möglichkeit zur besseren Einschätzung der Bedeutung der einzelnen Indikatorergebnisse kann über eine Normalisierung erreicht werden. Dabei wird das Ergebnis jedes Indikators durch die gesamten Umweltwirkungen eines Einwohners geteilt und damit normalisiert. Jetzt ist der relative Anteil des jeweiligen Systems (hier: der Kläranlage) an den gesamten Umweltwirkungen der Gesellschaft sichtbar und kann bei der abschließenden Bewertung mit einbezogen werden. Normalisierte Ergebnisse für eine Kläranlage zeigen oft, dass deren positive Wirkung auf die

Gewässerqualität einen hohen Anteil an diesem Umwelteffekt hat, während der Aufwand über Energieverbrauch und Treibhausgasemissionen nur einen geringen Anteil der menschlichen Aktivität ausmacht. Dies bestätigt die anfangs aufgestellte Argumentation, dass die Primäraufgabe der Kläranlage der Gewässerschutz ist und der verhältnismäßige Aufwand dafür auch in der Ökobilanz gerechtfertigt ist. Dennoch ist für die gleiche Leistung der Abwasserreinigung ein Betrieb mit minimalem Aufwand an Energie und Ressourcen nachhaltiger und damit besser, was über die jeweiligen Indikatoren abgebildet wird.

2.3 Interpretation und Auswertung

Die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse einer Ökobilanz sollten verschiedene Punkte umfassen. Neben einer geeigneten Ergebnisdarstellung und Analyse können weitere Untersuchungen zur Unsicherheit der Aussagen sowie ggf. Anpassungen des Untersuchungsrahmens erforderlich sein.

Die Ergebnisse einer Ökobilanz sind die Indikatorwerte bezogen auf die gewählte funktionelle Einheit. Dabei ist sowohl die Darstellung der absoluten Zahlen als auch der relative Beitrag jedes Teilsystems zu den Indikatorwerten interessant. Die Ergebnisse sollten sinnvoll aufgeschlüsselt werden, so dass der Beitrag einzelner Teile der Kläranlage (z.B. Vorreinigung, Biologie, Schlammbehandlung) bzw. einzelner Einflussfaktoren (Strom, Chemikalien, Klärschlamm Entsorgung) sichtbar wird. So lassen sich schnell die Haupteinflussgrößen („hot spots“) für bestimmte Umwelteffekte erkennen und geeignete Maßnahmen zur Verbesserung ableiten.

Wenn Veränderungen in Bezug auf einen Grundzustand (z.B. Erweiterung einer Kläranlage, neue Verfahren der Reinigung oder Rückgewinnung von Ressourcen) analysiert werden, bietet sich oft auch die Differenzbetrachtung zwischen Grundzustand und den Varianten an. Dadurch werden alle gleichbleibenden Parameter bzw. Effekte ausgeblendet, und der Fokus liegt auf den Veränderungen durch die neuen Verfahren.

Über geeignete Sensitivitätsanalysen können einzelne entscheidende Eingabedaten der Ökobilanz oder auch Systemdefinitionen variiert werden, um die Stabilität der Ergebnisse (z.B. in einem Verfahrensvergleich) in Abhängigkeit der gewählten Eingangsdaten bzw. Definitionen zu beurteilen. Bei Bewertungen von zukünftigen Entwicklungen und Technologien ist auch die mögliche Veränderung von Hintergrunddaten mit einzubeziehen (z.B. grüner Strommix in 2050).

Eine gemeinsame Diskussion und Validierung der Ergebnisse mit den Betreibern bzw. den Verantwortlichen für die Eingabedaten ist immer sinnvoll. Dabei können die Ergebnisse zusammen auf Plausibilität geprüft werden, und das

Verständnis für die Ökobilanz-Methodik und deren Vor- und Nachteile wird bei allen Beteiligten verbessert. Oft entstehen bei der Betrachtung der Ergebnisse Fragen, die dann im weiteren Verlauf geklärt werden können oder zur Präzisierung von Systemgrenzen und/oder Eingabedaten führen. Dieser Prozess ist explizit in der Ökobilanzmethodik angelegt („iteratives Vorgehen“) und damit ein wichtiger Bestandteil dieser Bewertung.

3 Beispiele aus der Anwendung

Im Folgenden werden am Beispiel verschiedene Zielstellungen und die zugehörigen Ergebnisse von Ökobilanzen im Bereich Kläranlagen beschrieben.

3.1 Bewertung eines bestehenden Klärwerks

Ein oft gefragter Einzelaspekt in der Umweltwirkung eines Klärwerks ist der Beitrag zum Ausstoß von Treibhausgasen. Das Beispiel zeigt hier den gesamten Treibhauseffekt des Betriebs des Klärwerks Steinhof (Abbildung 5). Die Bilanz zeigt einzeln die Beiträge des Klärwerks (Abwasserreinigung), der Schlammbehandlung und -entsorgung, und der Nutzung des Klarwassers in der landwirtschaftlichen Verregnung bzw. dessen Ableitung über ein Rieselfeld in die Gewässer. Hauptbeiträge sind der Strombedarf der einzelnen Stufen, aber auch die direkten Emissionen von Lachgas und Methan. Hohe Gutschriften entstehen in der Schlammbehandlung durch die Nutzung des Faulgases zur Erzeugung von Strom und Wärme, aber auch durch die im Klärschlamm enthaltenen Nährstoffe.

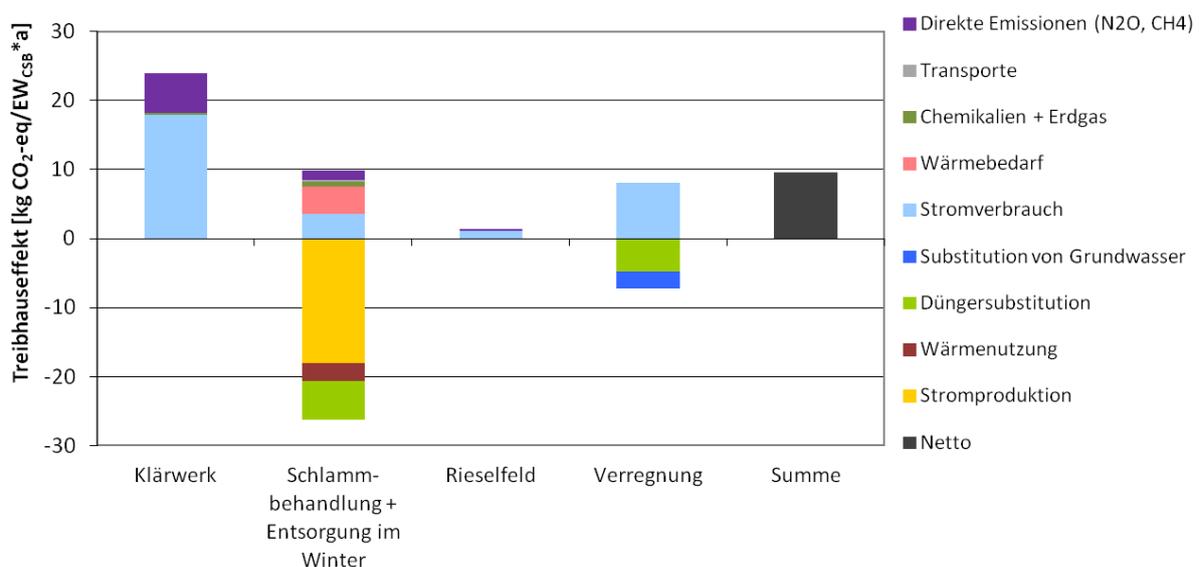


Abbildung 5: Treibhausgasemissionen des Klärwerks Steinhof (Braunschweig) in 2010 (Remy 2012)

Die normalisierten Ergebnisse für verschiedene Umweltindikatoren der Ökobilanz zeigen, dass die Kläranlage trotz weitgehender Reinigung des Abwassers immer noch zur Eutrophierung und zur aquatischen Ökotoxizität beiträgt. Auch die landwirtschaftliche Entsorgung der Klärschlämme führt zu einem relativ hohen Beitrag zur Boden-Ökotoxizität über den Eintrag von Schwermetallen. Dagegen hat die Anlage für die Effekte Energieaufwand und Treibhausgase nur einen geringen Beitrag ($< 0.3\%$) zu den gesamten Umweltwirkungen eines Einwohners.

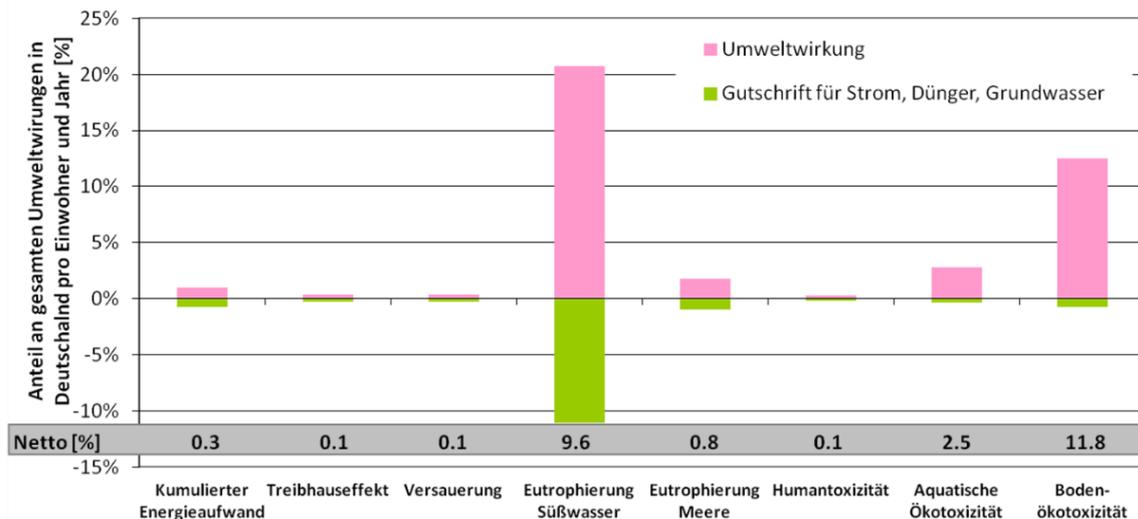


Abbildung 6: Normalisierter ökologischer Fußabdruck der Kläranlage Steinhof (Braunschweig) mit landwirtschaftlicher Klärschlammmentsorgung (Remy 2012)

3.2 Verfahrensvergleich bei Erweiterung/Umbau

Steigende Anforderungen an die Ablaufqualität von Kläranlagen erfordern den Ausbau und die Einführung weiterer Verfahren („4. Reinigungsstufe“). Der ökobilanzielle Vergleich zeigt, dass die verschiedenen Verfahren teils erhebliche Unterschiede in Energieaufwand und damit verbundenen Treibhausgasemissionen aufweisen.

So ist für die nachgeschaltete weitestgehende Entfernung von Phosphor (Gesamt-P < 0.1 mg/L) eine Flockung und Filtration notwendig. In Kombination mit einer Desinfektion (z.B. für Badegewässerqualität im Abstrom der Kläranlage) ergeben sich für eine Beispielanlage in Berlin die dargestellten zusätzlichen Treibhausgasemissionen für verschiedene Filtrationsverfahren (Abbildung 7). Es wird deutlich, dass gerade die Membranverfahren deutlich höhere Verbräuche an Strom und Chemikalien benötigen als beispielsweise Raumfilter oder Mikrosiebe.

In Abhängigkeit der gewählten Zielwerte für die Gewässer lässt sich hier also der zusätzlich notwendige Aufwand und die damit verbundenen Umweltwirkungen abschätzen.

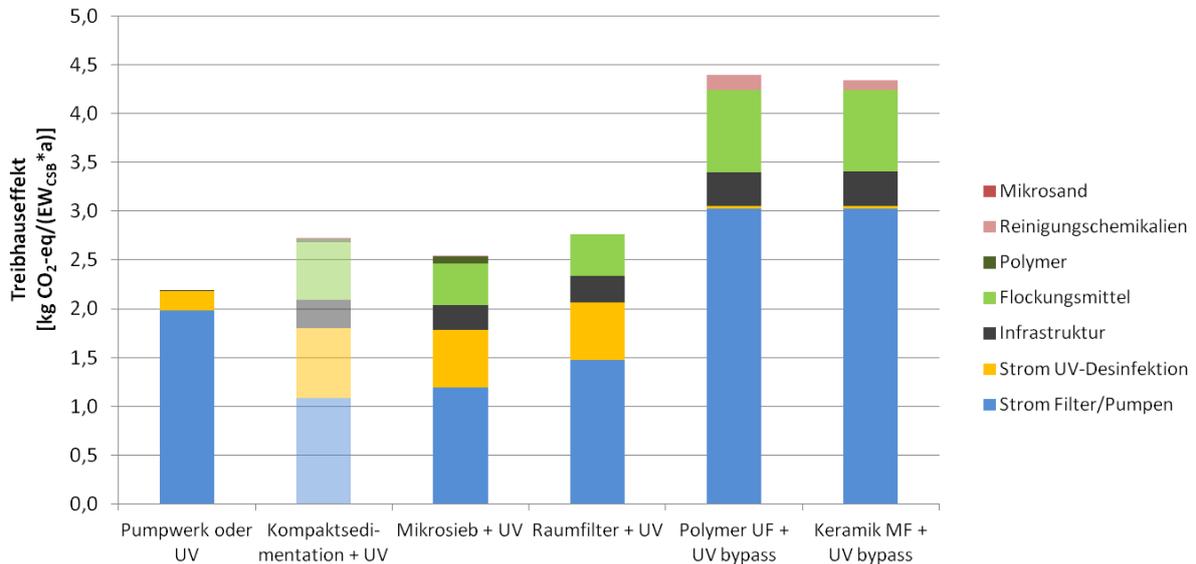


Abbildung 7: Treibhausgasemissionen für Verfahrensvarianten der nachgeschalteten P-Elimination und Desinfektion (Remy, Miehe et al. 2014)

Bei einer Integration von Verfahren zur Entfernung organischer Spurenstoffe kann sich der Treibhauseffekt der Kläranlage noch einmal deutlich erhöhen (Abbildung 8). Je nach Verfahren und angewandter Dosierung von Ozon und Aktivkohle liegt der Beitrag bei +21% bis zu +150% in Bezug auf die bestehende Kläranlage.

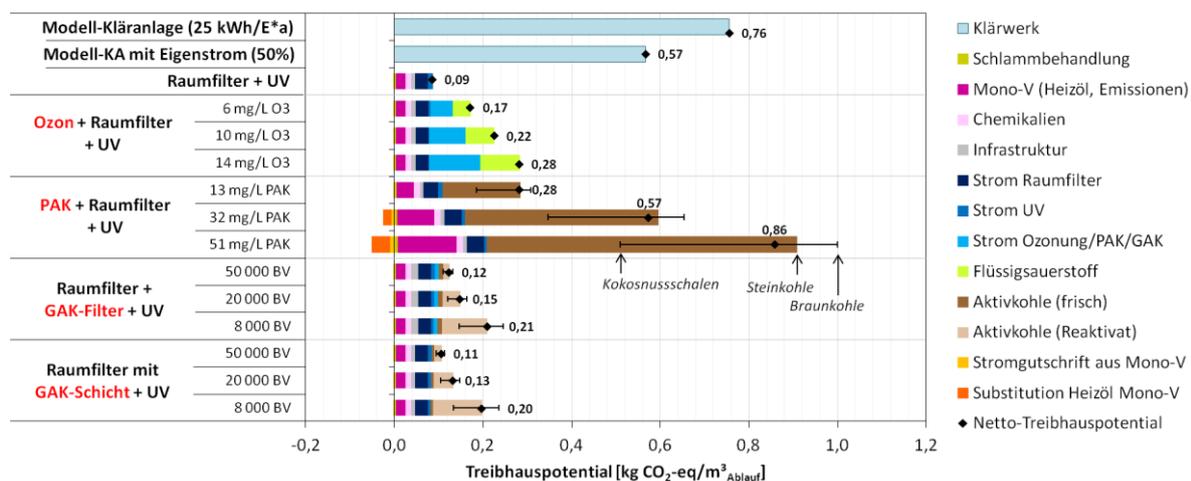


Abbildung 8: Treibhausgasemissionen für Verfahrensvarianten der nachgeschalteten Entfernung von P, Spurenstoffen, und Desinfektion (Remy and Miehe 2017)

Beide Beispiele verdeutlichen, dass durch neue Anforderungen der Aufwand der Reinigung und dessen Umweltwirkungen erheblich ansteigen können und sowohl die Auswahl des Verfahrens als auch die jeweiligen Zielwerte im Gewässer dabei eine wichtige Rolle spielen.

3.3 Bewertung neuer Konzepte und Systeme

Auch bei der Bewertung neuer Konzepte können Ökobilanzen hilfreich sein. Mit dem Ziel einer energiepositiven Kläranlage kann eine erweiterte Vorklärung helfen, so viel wie möglich Primärschlamm und damit Biogaspotential aus dem Abwasser zu gewinnen. Allerdings sind dann neue Verfahren zur Stickstoffentfernung im Hauptstrom (z.B. Anammox) notwendig, die womöglich höhere Lachgasemissionen bedingen. Ökobilanzielle Ergebnisse zeigen, dass tatsächlich energiepositive Kläranlagen vom Konzept her möglich sind (Abbildung 9). Allerdings verhindern die erhöhten Lachgasemissionen auf der Kläranlage und auch in der Klärschlammmentsorgung über Monoverbrennung einen klimaneutralen Betrieb des Systems.

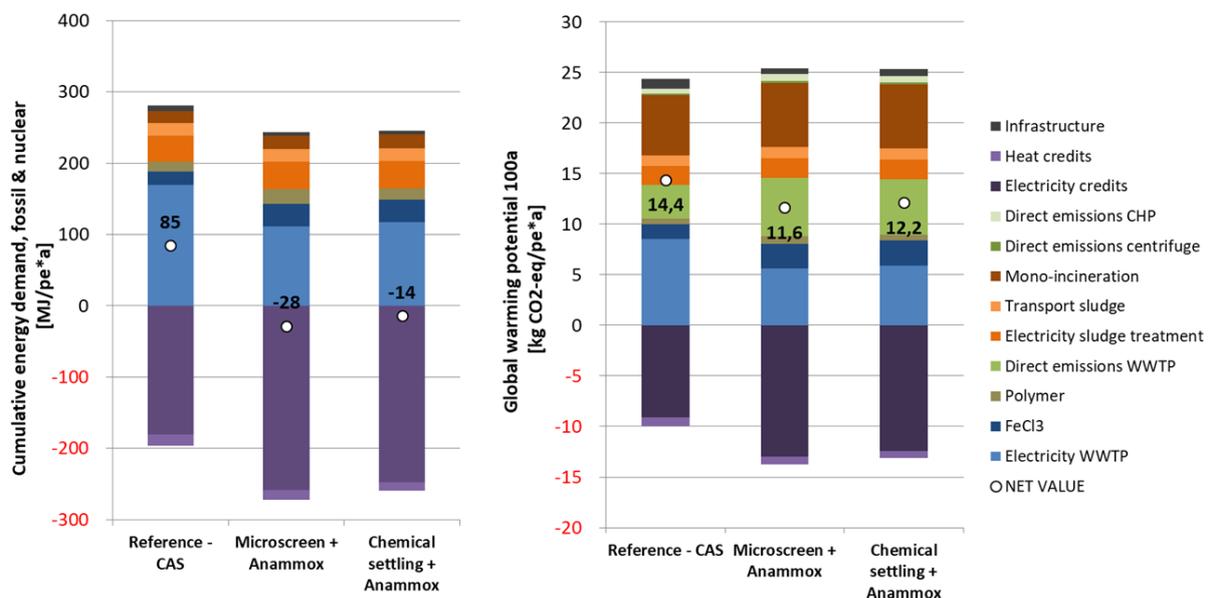


Abbildung 9: Primärenergieaufwand (links) und Treibhausgasemissionen (rechts) von Referenzklärwerk und Varianten mit erweiterter Vorklärung und Hauptstrom-Anammox (Remy and Cazalet 2018)

4 Fazit

Die Ökobilanz bietet ein geeignetes Werkzeug zur umfassenden Beurteilung der globalen Umweltwirkungen von Kläranlagen. Gestützt auf eine standardisierte Vorgehensweise lässt sich die Methodik auf verschiedene Anwendungsfälle anpassen und liefert hilfreiche Erkenntnisse für die Entscheidungsfindung bei Umbau, Erweiterung oder im Hinblick auf neue Konzepte der Abwasserreinigung. Ein enger Austausch zwischen den Bearbeitern der Ökobilanz und den Betreibern der Kläranlage bzw. den Entscheidungsträgern ist geboten, um gemeinsam eine geeignete Methodik zu entwickeln und repräsentative Eingabedaten zu erheben und zu validieren. Das erhöht die Plausibilität der Ergebnisse, schafft Vertrauen in die Methodik und trägt insgesamt zur Verbreitung dieses Ansatzes der Bewertung bei.

5 Literatur

Corominas, L., J. Foley, J. S. Guest, A. Hospido, H. F. Larsen, S. Morera and A. Shaw (2013). "Life cycle assessment applied to wastewater treatment: state of the art." Water Research **47**(15): 5480-5492.

Ecoinvent. (2017). "Ecoinvent data v3.4, ecoinvent reports No. 1-26, Swiss Center for Life Cycle Inventories, www.ecoinvent.org."

Huijbregts, M. A. J., Z. J. N. Steinmann, P. M. F. Elshout, G. Stam, F. Verones, M. Vieira, M. Zijp, A. Hollander and R. van Zelm (2017). "ReCiPe2016: a harmonised life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level." International Journal of Life Cycle Assessment **22**(2): 138-147.

IFU (2018). Umberto - Software für das betriebliche Stoffstrommanagement, Version Umberto LCA+ (Umberto - software for operational substance flow management, version Umberto LCA+). Hamburg, Germany, Institut für Umweltinformatik GmbH.

ISO 14040 (2006). Environmental management - Life Cycle Assessment - Principles and framework. Geneva, Switzerland, International Standardisation Organisation.

ISO 14044 (2006). Environmental management - Life cycle assessment - Requirements and guidelines. Geneva, Switzerland, International Standardisation Organisation.

Remy, C. (2012). Ökobilanzielle Bewertung des Braunschweiger Modells der Abwasserwiederverwendung über Life Cycle Assessment. 45. Essener Tagung, Essen, Germany, ISA Aachen.

Remy, C. and D. Cazalet (2018). POWERSTEP Deliverable D5.5: Recommendations for ecoefficient new concepts of energy positive WWTPs. Berlin, Germany, Kompetenzzentrum Wasser Berlin gGmbH.

Remy, C. and U. Mieke (2017). Energieaufwand und CO₂-Fußabdruck von Aktivkohleadsorption und Ozonung zur Spurenstoffentfernung in Berlin. 5 Jahre Kompetenzzentren Spurenstoffe KomS BW, KOM-M.NRW und VSA Plattform –

Jubiläumsveranstaltung am 28./29.06.2017, Friedrichshafen, Germany, KomS Baden-Württemberg.

Remy, C., U. Miehe, B. Lesjean and C. Bartholomäus (2014). "Comparing environmental impacts of tertiary wastewater treatment technologies for advanced phosphorus removal and disinfection with life cycle assessment." Water Science and Technology **69**(8): 1742-1750.

Korrespondenz an:

Dr.-Ing. Christian Remy

Kompetenzzentrum Wasser Berlin gGmbH
Cicerostraße 24, D-10709 Berlin

Tel.: +49 30 53653 808

Mail: christian.remy@kompetenz-wasser.de

Ergebnisse des Projektes ARAZukunft

Vanessa Parravicini, Arabel Amann, Emile Van Eygen,

Karl Svardal und Jörg Krampe

Technische Universität Wien

Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement

Abstract: In Anlehnung an die aktuellen Diskussionspunkte hinsichtlich Ressourcenschonung und -rückgewinnung sowie der Reduktion von Treibhausgasemissionen bei der kommunalen Abwasserreinigung, wurden in den letzten Jahren am Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement der TU Wien innovative Verfahren intensiv untersucht. Dies sind z.B. Belebungsanlagen mit granuliertem Belebtschlamm, Faulbehälter mit erhöhtem Trockensubstanzgehalt, Nebenstrom-Stickstoffentfernung in membranbelüfteten Reaktoren sowie Flockung/Mikrosiebung als Vorklärstufe. Aufbauend auf die Ergebnisse dieser umfassenden Forschungsarbeiten und durch die Integration der einzelnen Technologien wird im Rahmen einer wissenschaftlichen Studie ein Gesamtkonzept für eine ressourcenschonende, energieautarke und möglichst klimaneutrale Kläranlage der Zukunft erarbeitet werden. Dabei soll neben der prozesstechnischen Machbarkeit des Konzepts die ökologische und ökonomische Dimension des innovativen Entwicklungsschritts im Vordergrund stehen. In diesem Beitrag werden erste vorläufige Ergebnisse präsentiert. Der Fokus liegt vorerst bei der ökologischen Bewertung.

Key Words: Abwasserreinigung, Nachhaltigkeit, Ressourcenrückgewinnung

1 Einleitung und Projektbeschreibung

Das prognostizierte Bevölkerungswachstum in Österreich in den nächsten Dekaden stellt für die nationale Wassergütewirtschaft, speziell in den Ballungsräumen, eine Herausforderung dar. Neben dem Versorgungsaspekt, wird auch die Abwasserreinigung davon betroffen sein. Da die bestehende Infrastruktur teilweise veraltet und die vorhandene Kapazitätsreserve begrenzt ist, werden künftig verstärkt Investitionen für Sanierung und Ausbau von Kläranlagen notwendig sein. Um die beschränkten Investitionsmittel effizient einzusetzen (Maximierung des Kosten-Nutzen-Verhältnisses), ist ein solides und zukunftsorientiertes Behandlungskonzept für mittelgroße bis große Kläranlagen

gefragt, das neben dem Hauptziel der Gewässergüte auch relevante Aspekte wie die Ressourcenschonung im Bau und Betrieb sowie die Ressourcenrückgewinnung aus dem Abwasser miteinbezieht (Stichwort Nachhaltigkeit).

Während die ursprüngliche Aufgabe der Abwasserreinigung in der schadlosen Einleitung von gereinigtem Abwasser in die aufnehmenden Gewässer lag, wird heute zunehmend der Wert der Abwasserinhaltsstoffe erkannt und auf eine Rückgewinnung ebendieser abgezielt. Es muss jedoch hervorgehoben werden, dass in einzelnen Teilbereichen der Abwasserreinigung schon lange auf eine Rückgewinnung von Abwasserinhaltsstoffen – hauptsächlich Nährstoffe und Energie – gesetzt wird. Ansätze wie z.B. die landwirtschaftliche Klärschlamm- ausbringung sind jedoch in den letzten Jahren verstärkt unter Druck geraten oder bei Technologien wie z.B. der Schlammfäulung und Energiegewinnung aus dem Faulgas haben sich die Wirtschaftlichkeitsgrenzen verschoben, so dass die Nutzung des Abwassers als Ressource derzeit ein sehr aktuelles Thema ist. Nicht zuletzt durch die intensive Forschung im Bereich der Ressourcenschonung und der begrenzten Verfügbarkeit einzelner Ressourcen (z.B. Phosphor) gibt es aktuell viele neue Ansatzpunkte im Rahmen der Abwasserwirtschaft.

In Anlehnung an die aktuellen Fragestellungen und Diskussionspunkte hinsichtlich der Ressourcenrückgewinnung bzw. -schonung bei der kommunalen Abwasserreinigung, wurden in den letzten Jahren am Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft der TU Wien innovative Technologien und Verfahren in Forschungsprojekten intensiv untersucht. Die Ergebnisse dieser grundlegenden Forschungsarbeiten stellen einen wertvollen Pool an Daten und Erfahrungen dar, um wesentliche Fragestellungen hinsichtlich der Gestaltung von ressourcenschonenden und energieautarken Kläranlagen der Zukunft abzuwägen. Durch die Wechselwirkung zwischen den Themen Energie und Ressourcenrückgewinnung ist eine losgelöste Betrachtung einzelner Technologien bzw. Verfahrenskonzepte nicht mehr zielführend, sondern erfordert integrative Überlegungen. Darüber hinaus ist es heutzutage unerlässlich, zu beurteilen, in welchem Ausmaß neue bzw. optimierte Behandlungskonzepte auch eine nachhaltige Entwicklung darstellen (Corominas *et al.*, 2013). Die Bewertung darf nicht mehr nur auf Basis von Kosten/Nutzen-Analysen bzw. Energiebilanzen erfolgen, sondern soll auch CO₂-Bilanzen und andere aussagekräftige ökologische Indikatoren miteinbeziehen. Obwohl bereits Erfahrungen mit Life Cycle Assessment (LCA) im Bereich der kommunalen Abwasserreinigung vorliegen (u.a. Remy *et al.*, 2014; Pasqualino *et al.*, 2009), ist derzeit noch keine standardisierte Methode verfügbar und speziell die Auswahl der Indikatoren bedarf eine kritische Herangehensweise. Dies ist umso wichtiger, wenn neben der Gewässergüte auch das Thema Ressourcenrückgewinnung im gesamten Konzept

integriert ist. Die Bewertung muss daher den gesamten Lebenszyklus der Kläranlage erfassen, von der Herstellung bis zur Entsorgung sowie der Schlammverwertung bzw. -entsorgung.

Das Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement der TU Wien beschäftigt sich gerade mit diesen aktuellen Themen und Diskussionspunkten im Rahmen des Forschungsprojekts „Ein nachhaltiges Konzept für die kommunale Abwasserreinigung der Zukunft“, das vom Jubiläumsfonds der Österreichischen Nationalbank gefördert wird (Projekt 17808). Das wissenschaftliche Projekt hat das Ziel, ein umfassendes Konzept für die Abwasserreinigung der Zukunft basierend auf vielversprechenden Prozessen bzw. Technologien zu entwickeln und dessen ökologische/ökonomische Auswirkungen hinsichtlich einer nachhaltigen Wassergütewirtschaft zu bewerten. Es stellt sich dabei die Frage, ob sich die innovativen Entwicklungen der Forschung in ein nachhaltiges Gesamtkonzept sinnvoll integrieren lassen oder Konflikte zwischen Ressourcenschonung und Gewässergüte bzw. anderen Umweltbereichen entstehen können. Ökonomische Aspekte werden in der Gesamtbewertung berücksichtigt und aktuellen Benchmarkwerten österreichischer Abwasserreinigungsanlagen in Bezug gesetzt.

Das nachhaltige Abwasserreinigungskonzept wird für kommunale Kläranlagen > 50.000 Einwohnerwerte (EW) konzipiert, die in Österreich ca. 64% der vorhandenen Ausbaupkapazität (Kläranlagen > 50 EW) ausmachen (ÖWAV, 2016). Da die Anzahl der Kläranlagen in dieser Größenklasse nur 3% der Gesamtanzahl beträgt, kann das Kosten-Nutzen-Verhältnis der Investitionen für die Implementierung des innovativen Abwasserreinigungs-konzepts maximiert werden.

2 Ein neues Konzept für die Abwasserreinigung der Zukunft

Wie im Kapitel 1 bereits erwähnt, wurden in den letzten Jahren am Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement der TU Wien intensive Forschung zum Thema Ressourcenschonung und Ressourcenrückgewinnung betrieben. All die Projekte haben ermöglicht, innovative Technologien bzw. optimierte Verfahrenskonzepte im Labor- bzw. im Pilotmaßstab zu untersuchen und wichtige Betriebserfahrung zu gewinnen, welche die Grundlagen für aktuelle Projektierungen bilden. Da die unterschiedlichen Verfahren/Prozessen Synergien aufweisen bzw. sich gegenseitig beschränken können, ist hier eine integrierte Betrachtung aller Komponenten gefragt. Als nächster Schritt erscheint also

unabdingbar, das Zusammenspiel der einzelnen Komponenten und deren Einflussfaktoren in einem stimmigen Szenario zu untersuchen und zu optimieren.

Abbildung 1 ist die schematische Darstellung der Reinigungsschritte auf einer herkömmlichen kommunalen Kläranlage zu entnehmen. Die Zahlen in den Kästen veranschaulichen die Prozessschritte, für die im Rahmen der Forschungsprojekte an der TU Wien Optimierungen hinsichtlich der Ressourcenrückgewinnung und der Ressourcenschonung erarbeitet wurden. In der weiteren Folge werden jene Technologien bzw. Prozesse und ihre Einsatzmöglichkeit beschrieben, die Bestandteile der Modellkläranlage der Zukunft sein werden. Demzufolge richtet sich das innovative Abwasserreinigungskonzept der TU Wien an Kläranlagen > 50.000 EW. Die Zahlen der Auflistung korrespondieren mit jenen in Abbildung 1.

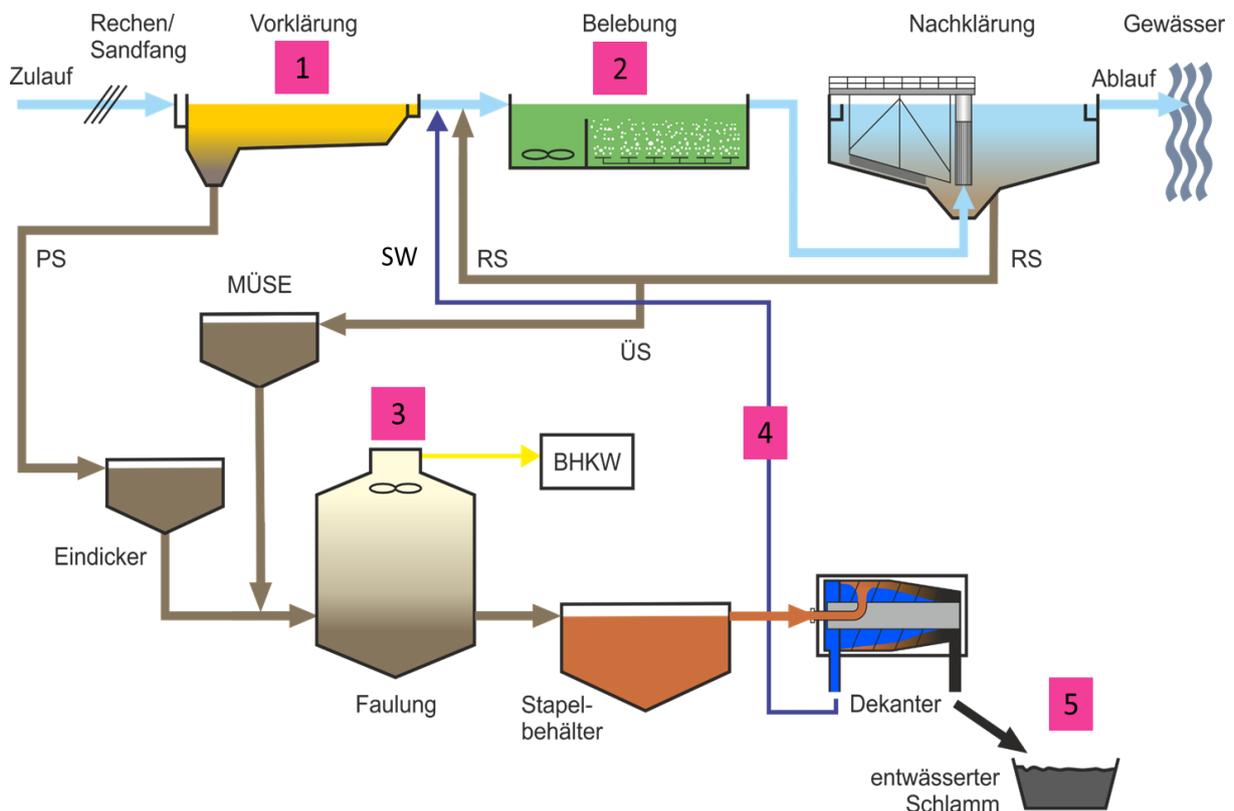


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Reinigungsschritte auf eine konventionelle kommunale Kläranlage (PS: Primärschlamm, RS: Rücklaufschlamm, ÜS: Überschussschlamm, SW: Schlammwasser, BHKW: Blockheizkraftwerk, MÜSE: Maschinelle Überschussschlamm-Eindickung). Die Zahlen in den Kästen sind im Text erklärt.

1) Vorklärung:

- Flockung + Mikrosiebung: Durch diese Technologie kann gegenüber herkömmlichen Vorklärbecken mehr CSB in Form von Primärschlamm

entfernt und in der Faulung zur Faulgasproduktion genutzt werden (Jahn *et al.*, 2019). Weitere Vorteile sind der geringere Platzbedarf beim Bau. Im Betrieb wird durch die hohe Abtrennleistung die organische Belastung zur biologischen Reinigungsstufe niedriger und somit die notwendige Belüftungsenergie reduziert. Durch den niedrigeren Überschuss-schlammanfall werden Kapazitätsreserven im Belebungs-becken frei (hohes Schlammalter). Demgegenüber soll der zusätzliche Energiebedarf im Betrieb sowie, wenn notwendig, der Verbrauch an Konditionierungs-mittel (Polymere) gestellt werden. Die tatsächlich anwendbare CSB-Abtrennleistung ist jedoch durch die Verfügbarkeit an CSB für die N-Entfernung über die Denitrifikation beschränkt.

2) Belebung:

- Die deutlich kompaktere und dichtere Struktur von aerob granuliertem Belebtschlamm ermöglicht höhere Absetzgeschwindigkeiten und einen niedrigeren Schlammvolumenindex, wodurch bei gleichbleibendem Volumen der Schlammabtrennung in der Nachklärung höhere Biomassen-Konzentrationen in der biologischen Stufe möglich werden. Über die Verfahrensweise werden zudem die simultane Stickstoffentfernung und die Phosphorentfernung über vermehrte biologische Phosphataufnahme (Bio-P) angestrebt. Mit dem Einsatz von aerob granuliertem Belebtschlamm in der biologischen Abwasserreinigung ergeben sich planerische Vorteile für einen kompakten Anlagenbau sowie mögliche Einsparungen der Hilfsmittel (Fällmittel) sowie im Energieverbrauch. Laborversuche an der TU Wien haben gezeigt, dass der Einsatz von aerob granuliertem Belebtschlamm nicht nur in SBR-Belebungsanlagen sondern auch in kontinuierlich durchflossene Becken möglich ist (Jahn *et al.*, 2017).
- Der Betrieb mit aerob granuliertem Belebtschlamm ist unvermeidbar durch eine erhöhte Konzentration an Schwebstoffen im Ablauf der Nachklärung (gezieltes Auswaschen von leichten Schlammflocken) gekennzeichnet. Um dem entgegenzuwirken und gleichzeitig die künftigen höheren Anforderungen an die Phosphorentfernung in Kläranlagen (strengere P-Ablaufkonzentration) zu erfüllen, kann eine vierte Reinigungsstufe in Form z.B. eines Sandfilters eingesetzt werden. Die P-Fracht, die hier zusätzlich entfernt wird, kann über die Schlammlinie in der P-Rückgewinnung verwertet werden.
- Durch die Optimierung der Belüftungsregelung kann die Stickstoffentfernung über Denitrifikation maximiert und somit Belüftungsluft eingespart werden. Während der Denitrifikation verwenden

heterotrophen Bakterien Nitrat bzw. Nitrit anstatt des gelösten Sauerstoffs, um organische Kohlenstoffverbindungen (CSB) abzubauen. Neben den Vorteilen für die Gewässergüte (niedrigere Nitratkonzentration im Ablauf) und für die Energiebilanz, nimmt die Lachgasemission aus Belebungsbecken bei steigendem Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung ab. Das Projekt RelaKO (Parravicini *et al.*, 2015) hat eindeutig gezeigt, dass die Denitrifikation im Belebungsbecken eine Lachgassenke für das im Zuge der Nitrifikation gebildete Lachgas darstellt. Da Lachgas ein starkes Treibhausgas ist, wird eine Verringerung des Ausstoßes aus Belebungsbecken angestrebt. Zu diesem Zweck erscheint der Einsatz einer intermittierenden Belüftung zur N-Entfernung (auch in Kombination mit der vorgeschalteten bzw. simultanen N-Entfernung) günstig. Durch die flexible Anpassung der Dauer der belüfteten/nicht belüfteten Zeitintervalle an die aktuelle Belastung (z.B. basierend auf einer online NH_4 -Messung) kann die Anreicherung an NH_4 (u.a. Driver der Lachgasproduktion) während der Denitrifikationsphase kontrolliert und das Denitrifikationsvolumen maximiert werden.

3) Faulung und Schlammlinie:

- Die Energierückgewinnung soll weiterhin im Rahmen einer anaeroben Schlammfäulung erfolgen. Durch die gesteigerte Abtrennleistung der mechanischen Reinigungsstufe (Mikrosiebe) wird die Faulgasproduktion und somit der Energiegewinn im Blockheizkraftwerk erhöht. Die innovativen Aspekte im Betrieb der Faulung liegen im erhöhten Feststoffgehalt (8% TS) und damit in den kleineren Faulbehälter-volumina, wie sie derzeit auf der HKA Wien geplant sind (Reichel, 2016). Die Volumenreduktion führt, neben der Reduktion von Investitionskosten, zur Schonung von Rohstoffen und Energie während des Baues. Im Betrieb senkt die weitgehende Eindickung des zu behandelnden Klärschlammes den Wärmebedarf für den Faulungsprozess. Ein weiterer Vorteil ist die sich einstellende höhere Ammonium-Konzentration im Schlammwasser, die die Prozessstabilität der Nitrifikation bzw. Deammonifikation im Nebenstrom unterstützt (Hemmung der nitritoxidierenden Bakterien). Zusätzlich wirkt sich die höhere Phosphatkonzentration im Schlammwasser vorteilhaft auf die MAP-Fällung aus.
- Ressourcenrückgewinnung durch MAP-Fällung: Durch den Einsatz von Bio-P in der Belebung ergeben sich neben der Verringerung des Fällmittelverbrauchs noch weitere Vorteile. In der Faulung wird ein Teil des organisch bzw. chemisch gebundenen Phosphors als Phosphat wieder

frei. Durch die gezielte Fällung von Magnesium-Ammonium-Phosphat (MAP) im Faulschlamm bzw. Zentrat aus der Schlammentwässerung wird es dann möglich, dieses Phosphat als P-Dünger zurückzugewinnen und gleichzeitig die Phosphat-Rückbelastung ins Belebungsbecken zu reduzieren (Egle *et al.*, 2014). Die Durchführung der MAP-Fällung und -abtrennung direkt im Faulschlamm (z.B. AirPrex[®] Verfahren) hätte den zusätzlichen Vorteil, dass das vermehrt gelöste Phosphat das Entwässerungsverhalten des Schlammes (erhöhten Polymerbedarf) nicht beeinträchtigt. Das Überführen des gelösten Phosphats in eine feste kristalline Form wird durch Anhebung des pH-Werts im Faulschlamm (z.B. Strippung des gelösten Kohlendioxids durch Belüftung mit Luft) erreicht. Mit zunehmendem pH-Wert wird das Löslichkeitsprodukt des gelöst vorliegenden Phosphats überschritten, wodurch ein Teil als MAP oder HAP (Hydroxylapatit) ausfällt. Die Fällprodukte können von der flüssigen Phase z.B. durch Sedimentation abgetrennt werden. Magnesium- und Kalzium-Ionen können bei Bedarf dazugegeben werden, um die vollständige Fällung von Phosphat zu gewährleisten. Aufgrund der Phosphorfracht im Schlammwasser können mit diesem Verfahren ca. 20 % der Phosphorfracht im Rohabwasser zurückgewonnen werden.

- Durch die separate Behandlung des Presswassers/Zentrats aus der Faulschlammentwässerung über Nitritation bzw. Deammonifikation kann Energie für die Nitrifikation im Hauptstrom eingespart werden. Dies ergibt sich aus dem günstigeren Sauerstoffeintrag durch Druckbelüftung im Nebenstrom als im Hauptstrom (Baumgartner *et al.*, 2017). Darüber hinaus kann bei beiden Prozessen der CSB-Bedarf für die Stickstoffentfernung im Hauptstrom verringert werden, was vorteilhaft für den Betrieb der Mikrosiebung ist. Die höhere Temperatur des Schlammwassers gewährleistet eine weitgehende Nitritation im Nebenstrom auch in den Wintermonaten, so dass im Hauptstrom mehr anoxisches Belebungsbeckenvolumen für die Stickstoffentfernung genutzt werden kann. Dieser Betrieb ist nicht nur vorteilhaft für die Gewässergüte und die Reduktion von Lachgasemissionen, sondern bietet eine weitere Einsparung an Belüftungsenergie. Im Zuge der Prozesse Nitritation bzw. Deammonifikation wird jedoch vermehrt Lachgas gebildet, das in der CO₂-Bilanz berücksichtigt werden soll.
- Membranbelüftete Biofilm Reaktoren (MABR) können eingesetzt werden, um die Behandlung von Schlammwasser noch energieeffizienter zu gestalten. Grund dafür sind der höhere Sauerstoffeintrag, sowie die notwendige niedrigere Druckdifferenz bei den Gebläsen. Als weiterer

Vorteil soll die Reduktion der Lachgasemissionen durch das Wegfallen der Strippung bei der Druckbelüftung überprüft werden (Parravicini *et al.*, 2018). Dank des hohen Schlammalters im Biofilmsystem soll zusätzlich das Anreichern von Anammox-Bakterien im MABR möglich sein.

4) Entwässerter Schlamm:

- Die Phosphor-Rückgewinnung erfolgt an dieser Stelle nicht direkt auf der Kläranlage, sondern in den Klärschlammaschen nach der Mono-Verbrennung in einem Wirbelschichtofen. Folgende Optionen sind vielversprechend: i) Integration der Klärschlammaschen in die Düngemittelindustrie und Herstellung eines Mineraldüngers, ii) Anwendung von nasschemischen Leachingverfahren und Rückgewinnung von Phosphorsäure, welche universell in der Düngemittel-, Lebensmittel- und Futtermittelindustrie eingesetzt werden kann (Egle *et al.*, 2016). Nur jene Verfahren, die bereits Marktreife besitzen, werden in der vorliegenden Studie berücksichtigt. Das Rückgewinnungspotential liegt bei ca. 80 % der P-Fracht im Abwasser.

3 Methodik

Aufgrund der Komplexität und Vielfältigkeit des Systems „Abwassereinigung“ erfolgt die Integration der ausgewählten Verfahren/Prozesse zur Ressourcenrückgewinnung/-schonung in ein Gesamtkonzept simulationsunterstützt. Dem Zukunfts-Konzept wird eine zweite Modellkläranlage mit herkömmlicher Verfahrenstechnik gegenübergestellt. Zur Beurteilung der Umweltauswirkungen durch den Bau und Betrieb der Kläranlage inklusive Schlamm Entsorgung/-verwertung werden detaillierte Material- und Energiebilanzen der Modellkläranlagen erstellt und mit Umweltauswirkungen aufgrund direkter und indirekter Emissionen bzw. Ressourcenverbräuche verknüpft. Dazu kommen die Methoden der Stoffflussanalyse sowie der Ökobilanzierung (LCA) zur Anwendung. Die Aussagekraft der Ergebnisse wird anschließend durch systematische Sensitivitätsanalysen geprüft.

3.1 Festlegung der Modellkläranlagen

Als erster Schritt wurden zwei Modellkläranlagen in der Größe von je 125.000 EW (Auslegung) erstellt. Eine Kläranlage (Modell_Ist) bildet die herkömmliche Verfahrenstechnik auf österreichische Kläranlagen mit CSB/N/P-Entfernung in einem einstufigen Belebungsverfahren mit Schlammfäulung ab. In der zweiten Kläranlage (Modell_Zukunft) werden die ausgewählten

Verfahren/Prozesse (Kapitel 2) in ein Gesamtkonzept integriert. Um die Vorteile vom Modell_Zukunft fair hervorzuheben, wird das Modell_Ist als konventionelle Kläranlage mit bereits optimiertem Betrieb ausgeführt, auf der eine Optimierung des Belüftungssystems bzw. der Belüftungsregelung bereits stattgefunden hat. Stoffstrombilanzen für CSB, Ges.N und Ges.P für das Modell_Ist sowie die Dimensionierung der Becken wurden in Anlehnung an das Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) in MS Excel berechnet und dann mittels Simulation (adaptierte Version des ASM1, Henze *et al.*, 2000) überprüft. Für den Betrieb wurde ein Auslastungsgrad von 75 % bzw. 100.000 EW angenommen. Die Massenströme ausgewählter Schwermetalle wurden in den Modellkläranlagen berücksichtigt. Für den Aufbau des Modell_Zukunft wurden die eigenen Forschungsergebnisse, wenn erforderlich ergänzt durch Literaturdaten bzw. Erfahrungswerte bestehender großtechnischer Anlagen, in das Modell_Ist eingebaut. Die Infrastruktur des neuen Konzepts wurde „auf der grünen Wiese“ gerechnet.

In diesem Kapitel werden nur ausgewählte Informationen zum Aufbau der Modellkläranlagen erläutert. Für die detaillierte Darstellung der grundlegenden Annahmen und Referenzquellen wird auf den Endbericht verwiesen (Fertigstellung August 2020).

Für die Berechnung der Stofffrachten sowie der Abwassermenge im Zulauf zu den Kläranlagen wurden folgende EW-spezifischen Eingangsdaten verwendet: 120 g CSB/(EW.d); 9 g Ges. N/(EW.d); 1,8 g Ges. P/(EW.d); 200 L/(EW.d). Folgende Annahme wurden für die Verfahren/Prozesse im Modell_Zukunft festgelegt:

Vorklärung: Durch den Einsatz von Flockung und Mikrosiebe wurde die CSB-Entfernung von 30% auf 45% erhöht. Da der daraus resultierende gerechnete CSB-Bedarf für die Denitrifikation 38% des im Belebungsbecken oxidierten CSB entspricht, soll ausreichend CSB vorliegen, um den Wirkungsgrad der biologischen Stickstoffentfernung (80%) zu gewährleisten. Energie- und Polymerverbrauch wurde auf Basis von großtechnischen Erfahrungen abgeleitet (Remy & Cazalet, 2018). Erfahrungen aus der Praxis haben jedoch gezeigt, dass der Polymerbedarf von der Abwasserzusammensetzung stark abhängt und eine hohe CSB-Entfernung auch ohne Polymerdosierung erzielt werden kann (Jahn *et al.*, 2020). Dieser Aspekt wird in einem zusätzlichen Szenario analysiert.

Belebungsbecken: Durch die Verbesserung des Schlammvolumenindex bei granuliertem Belebtschlamm wird angenommen, dass der TS-Gehalt im Belebungsbecken um 0,7 g/L erhöht werden kann. Daraus ergibt sich eine Reduktion des Beckenvolumens von 15 %. Diese Annahme ist eher konservativ, weil für das Verfahren im kontinuierlichen Betrieb noch keine großtechnischen

Erfahrungen vorliegen. Die Einsparung bei der Dosierung von Eisenchlorid bei Bio-P liegt bei 45 %. Der Sandfilter wurde so dimensioniert, dass die Konzentration an suspendierten Stoffen im Ablauf-Nachklärung um 10 mg/L reduziert wird. Somit wird der Ablaufwert von 1 auf 0.3 mg/L reduziert und zusätzlich 8% der P-Zulauf Fracht in die Schlammlinie gebracht. Energieverbrauch für die Rückspülungen und für die Erhöhung der Förderhöhe wurden anhand von Betriebserfahrungen auf einer großtechnischen Österreichischen Anlage sowie von Hersteller-Angaben abgeschätzt.

Faulung: Auf der konventionellen Kläranlage werden der Primärschlamm statisch und der Überschussschlamm maschinell eingedickt, so dass der Rohschlamm im Zulauf zur Faulung 4,5 % TS aufweist. Im Modell_Zukunft werden PS und ÜS gemeinsam mittels Zentrifuge (z.B. Flottweg) ohne Polymerzugabe auf 8% TS eingedickt und in die Faulung gefördert. Durch die Aufkonzentrierung kann das Faulraumvolumen um 40 % reduziert werden. Durch den höheren TS-Gehalt und die höhere Fracht an abgebauten CSB (mehr CSB durch Mikrosiebe) steigt die NH_4 -Konzentration im Faulschlamm von 1000 auf 2000 mg/L. Eine Adaptierung der anaeroben Biozönose soll bei dieser Konzentration möglich sein (Jahn *et al.*, 2016). Für die Berechnung des CSB-Abbaus und folglich der Methanproduktion wurde von einem konstanten oTS-Fracht im Faulschlamm von 22 g oTS/(EW.d) ausgegangen und von einem CSB/oTS-Verhältnis von 1,42. Der elektrische Wirkungsgrad des Blockheizkraftwerks wurde bei 38 % angenommen.

Zentrat-Behandlung: Durch den Bio-P wird im Faulturm mehr Phosphat frei. Der Transferkoeffizient vom Faulschlamm zum Zentrat wurde daher von 5% im Modell_Ist auf 20% im Modell_Zukunft erhöht (Egle *et al.*, 2016). In der Variante mit Deammonifikation wurde das Becken als SBR mit granuliertem Anammoxschlamm und Druckbelüftung ausgelegt. Auf Basis von eigenen Erfahrungen im Labormaßstab sowie Literaturangaben wurde die NH_4 -Entfernung bei 90%, die Stickstoffentfernung bei 85% festgelegt.

Die Anwendung von MABR wurde ausschließlich in der Variante mit Nitritation implementiert und wird im Endbericht vorgestellt. Für die Struvit-Rückgewinnung wurde das AirPrex[®] Verfahren gewählt. Informationen über das Verfahren sowie den Energie- und Hilfsmittelverbrauch sind Amann *et al.* (2018) zu entnehmen.

Tabelle 1: Charakterisierung der Modellkläranlagen.

Parameter	Modell_Ist	Modell_Zukunft	Einheit
<i>Abwasserreinigung</i>			
CSB-Zulauf-Kläranlage	120	120	g CSB/(EW.d)
CSB-Primärschlamm	36	54	g CSB/(EW.d)
CSB-Überschussschlamm	34.7	28.6	g CSB/(EW.d)
CSB-veratmet	42.5	32.5	g CSB/(EW.d)
CSB-Ablauf-Kläranlage	7.00	5.00	g CSB/(EW.d)
Ges.N-nitrifiziert	6.9	6.1	g N/(EW.d)
Ges,N-denitrifiziert	5.1	4.4	g N/(EW.d)
<i>Wirkungsgrad der Abwasserreinigung</i>			
CSB-Wirkungsgrad	94.2	95.8*	%
Ges.N-Wirkungsgrad	80	82.2*	%
Ges.P-Wirkungsgrad	89	96.7*	%
Ges.P-Ablaufkonzentration	1	0.3	mg P/L
<i>Energieverbrauch</i>			
Belüftung Biologie	14.6	12**	kWhel/(EW.a)
Mechanische Reinigung/Vorklärung	1.1	1.6	kWhel/(EW.a)
Schlammbehandlung	0.7	1.5	kWhel/(EW.a)
Zentratbehandlung (Struvit+Anammox)	-	1.1	kWhel/(EW.a)
Gesamtanlage	26.5	25.4	kWhel/(EW.a)
<i>Faulgas/Energieproduktion</i>			
CSB-Methan	39.5	50.1	g CSB/(EW.d)
Methanproduktion	13.8	17.5	L i.N.***/(EW.d)
Faulgasproduktion	23.0	29.2	L i.N./(EW.d)
Strom aus Faulgas****	18.7	23.8	kWhel/(EW.a)
<i>Klärschlamm entwässert</i>			
TS-Gehalt Schlamm entw. (30%TS)	36.8	36.8	g TS/(EW.d)
Glühverlust	60%	60%	%TS
P-Schlamm entw.	1.6	1.4	g P/(EW.d)
<i>Zentrat aus Faulschlammmentwässerung</i>			
Ges.N Zentrat	1.2	1.4	g N/(EW.d)
Ges.N Entfernung über Anammox	-	1.2	g N/(EW.d)
Ges.P Zentrat	0.1	0.36	g P/(EW.d)
Ges.P Rückgewinnung über Struvit	-	0.30	g P/(EW.d)

*) Bei Modell_Zukunft inkl. Sandfang; **) inkl. Deammonifikation; ***) L i.N. = Liter in Normzustand; ****) Stromproduktion aus Netto-Biogas abzüglich CH₄-Verluste

Die wesentlichen Merkmale der Modellkläranlagen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Darin sind bei der ressourcenschonenden Kläranlage Modell_Zukunft der niedrigere Energiebedarf für die Belüftung der biologischen Stufe inkl. Zentratbehandlung (-2,6 kWhel/EW/a) sowie die höhere EW-spezifische Methanproduktion (+5,1 kWhel/EW/a) zu erkennen. Beim Gesamtenergieverbrauch zeigt sich, dass bei Modell_Zukunft die zusätzlichen Aufwendungen für den Betrieb der Mikrosiebung, des Sandfilters, des Strüvitreaktors und der Nebenstrom-Deammonifikation durch die Einsparungen bei der Belüftungsenergie in der Biologie ausgeglichen werden.

Die Ergebnisse zu den Modellkläranlagen fließen in die Stoff- und Energiebilanzen der ökologischen Bewertung sowie in die ökonomische Betrachtung ein.

3.2 Festlegung der Bilanzgrenze der ökologischen Bewertung

Auf Basis der Daten der berechneten Modellkläranlagen wurde eine detaillierte Stoffflussanalyse für Material und Energie mit der Software STAN (Version 2.6.801; <http://www.stan2web.net/>) erstellt. Hierbei wurde auch der Umfang der ökologischen Bewertung festgelegt. In der Bilanzgrenze wurde die Verwertung des anfallenden entwässerten Faulschlammes miteinbezogen. Bei Modell_Zukunft wurde die Mono-Verbrennung mit Phosphor-Rückgewinnung aus den Aschen abgebildet. Um die Vergleichbarkeit der Modelle beim LCA zu erhöhen und dabei die Auswirkungen der Implementierung der neuen Verfahren/Prozesse besser hervorzuheben, wurde auch bei der konventionellen Kläranlage Model_Ist die Mono-Verbrennung, in diesem Fall mit Deponierung der Flugaschen, zugrunde gelegt.

Für die Schlamm-Mono-Verbrennung wurde angenommen, dass der entwässerte Schlamm zu einer zentralen Wirbelschicht-Anlage mit einer Kapazität von 100.000 t/a (30% TS) transportiert wird. Vor der Verbrennung wird ein Teil des Faulschlammes auf 90% TS getrocknet, damit der TS-Gehalt des gesamten zu verbrennenden Schlammes auf 45% angehoben und eine autarke Verbrennung ohne Stützfeuerung möglich wird. Die Energiebilanz, Hilfsmittelverbrauch sowie die Transferkoeffizienten für relevante Parameter zu Flugaschen, Filterkuchen und gereinigtem Rauchgas wurden von geplanten bzw. funktionierenden großtechnischen Anlage abgeleitet (Egle *et al.* 2016; Dr. B. Eder, SüdWasser GmbH;). Für die vorläufige Auswertung wurde angenommen, dass die Wärmeerzeugung zur Abdeckung des Wärmebedarfs für die Schlamm-trocknung vorrangig ist und die Netto-Stromerzeugung bei lediglich 12 % des Energieinputs zur Dampfturbine liegt.

Für die Phosphorrückgewinnung aus den Klärschlammaschen wurde das Verfahren EcoPhos[®] implementiert. Dieses Verfahren kann als repräsentativ für Phosphor-Leaching-Verfahren in den Klärschlammaschen angesehen werden und ist bereits im großtechnischen Maßstab in Anwendung (Amann *et al.*, 2018; Remy, 2015). Bei vorliegendem Prozess wird Phosphorsäure in handelsüblicher Qualität durch Säureaufschluss der Klärschlammasche mit recycelter Phosphorsäure aus dem Prozess und anschließender Entfrachtung über Ionentauscher hergestellt. Außerdem fallen als Nebenprodukte Magnesiumchlorid und Eisenchlorid an.

Anders als bei anderen ökologischen Bewertungen, wurde hier spezielles Augenmerk auch auf die Quantifizierung der Impacts der Bauphase der Kläranlage gelegt. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Methoden verglichen, die auf Daten von Großanlagen basieren (Remy & Cazalet, 2018; Hable, 2019). In der Berechnung wurde der Fokus auf den Verbrauch von Beton, Bewehrungsstahl und Edelstahl (z.B. Mikrosiebe, Struvit-Behälter) sowie auf die Aufwendungen für den Aushub gelegt. Die Lebensdauer der Betonbecken wurde auf 30 Jahre geschätzt.

3.3 Methode zur LCA

Zur Beurteilung der Umweltauswirkungen kommt die Methode des Life Cycle Assessment zur Anwendung. Das LCA soll die Umweltaspekte und potentiellen Umweltauswirkungen im Verlauf des Lebenszyklus eines ökonomischen Produkts bzw. einer Dienstleistung (hier die Abwasserreinigung), von der Wiege bis zur Bahre, berücksichtigen. Die direkten Emissionen auf dem Kläranlagegelände wurden durch indirekte Emissionen ergänzt, die im Zusammenhang mit dem betrieblichen Verbrauch von Energieträgern und Gütern (z.B. Betriebsmittel) stehen. Für die Berechnung der Umweltauswirkungen wurde die Ökobilanz-Datenbank (ecoinvent v3.5, Ecoinvent Association, 2018) verwendet. Produkte, die durch die Behandlung von Abwasser entstehen (z.B. elektrischer Strom aus Biogas, Phosphordünger) wurden durch die Berücksichtigung der Substitution alternativer Produktionsprozesse berücksichtigt (Gutschriften).

Das LCA für die Modellkläranlagen wurde nach den Normen ISO 14040 und ISO 14044 durchgeführt. Die Auswahl der ökologischen Indikatoren für das LCA wurde breit gewählt, so dass die ökologische Auswirkung der verschiedenen Prozesse in möglichst vielen Impact-Kategorien nachgewiesen werden kann. Dazu gehören Klimawandel, Ozonabbau, Eutrophierung, Versauerung, Humantoxizität, Partikelmissionen, ionisierende Strahlung, Ökotoxizität,

photochemische Ozonbildung, Landnutzung und Ressourcenverbrauch. Im vorliegenden Beitrag wird allerdings der Fokus auf folgende Impact-Kategorien gelegt:

- Cumulative Energy Demand (CED) von nicht erneuerbaren Energiequellen: Dieser Indikator (Einheit: MJ-eq) beschreibt die Nachfrage nach fossilen und nuklearen Brennstoffen im Zusammenhang mit dem Bau und Betrieb der Kläranlage. Er gibt Auskunft über den gesamten Primärenergiebedarf des Systems Abwasserreinigung und Schlammverwertung/-entsorgung unter Berücksichtigung aller verschiedenen Energieformen (z.B. Strom, Wärme). Dabei werden auch die Herstellungsprozesse für die erforderlichen Hilfsmittel (z.B. Fällmittel) und der Verbrauch an fossilen Kraftstoffen in Fahrzeugen (Klärschlamm-/Aschentransporte) miteinbezogen.
- Global Warming Potential (GWP): Es beschreibt das Treibhausgaspotential, das durch direkte bzw. indirekte Emission von Klimagasen im Rahmen der Abwasserreinigung entsteht (siehe detaillierte Beschreibung in Parravicini *et al.*, 2016). Der Zeithorizont für das GWP beträgt 100 Jahre, die Einheit kg CO₂-eq. Als direkte Quellen für Treibhausgase auf einer Kläranlage dienen Lachgasemissionen aus der biologischen Stickstoffentfernung im Belebungsbecken sowie Methanemissionen aus der Schlammbehandlung bzw. -stabilisierung. Das Treibhausgaspotential von Lachgas und Methan ist um vielfaches höher als jenes des Kohlendioxids: 298 kg CO₂-eq/kg N₂O und 25 kg CO₂-eq/kg CH₄ (IPCC, 2007). Die ausgelagerte Stromerzeugung aus fossilen Energiequellen stellt auch durch die Emission von fossilem CO₂ eine signifikante indirekte Treibhausgasquelle dar (Emissionen gerechnet mit dem Strommix Österreich, 2017, Ecoinvent). Das Kohlendioxid, das im Zuge der biologischen Kohlenstoffelimination im Abwasser bzw. im Klärschlamm in die Umgebungsluft emittiert wird, ist vorwiegend biogenen Ursprungs und damit klimaneutral. Unter Berücksichtigung der Literaturangaben (z.B. Law *et al.* 2013) wurde für die Berechnung angenommen, dass lediglich 10 % des TOC bzw. 12 % des CSB im Zulauf fossilen Ursprungs sind.

Das LCA wurde mit Hilfe des LCA-Programms EASETECH V2.8.9 durchgeführt (EASETECH). Für die Wirkungsabschätzung wurde die von ILCD (International Reference Life Cycle Data System) empfohlene Methode nach Hausschild *et al.* (2013) verwendet. Darüber hinaus wird im Rahmen der Sachbilanz mittels systematischer Sensitivitätsanalysen der Einfluss der

Datenqualität auf das gesamte LCA-Ergebnis evaluiert. Auf dieser Weise können auch kritische Modellparameter (Variation hat einen starken Effekt auf das Ergebnis) identifiziert werden.

4 Erste Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die vorläufigen Projektergebnisse dargestellt. Dabei werden vorerst nur die Wirkungskategorien CED und GWP berücksichtigt.

Wie aus Tabelle 1 bereits ersichtlich, ergibt sich bei der ressourcenschonenden Kläranlage trotz höheren Stromverbrauchs durch Mikrosiebung, Sandfiltration und Struvitfällung eine positivere Energiebilanz als bei der konventionellen Anlage. Durch die gesteigerte Eigenstromproduktion können 94% des Strombedarfs der Kläranlage gedeckt werden. Bei der konventionellen Anlage betrug der Wert 71 %. Dabei ist die Schlammverwertung (Mono-Verbrennung) nicht berücksichtigt.

Beim kumulierten Energieverbrauch zeigt sich ein ähnliches Bild (Abbildung 2), auch wenn zusätzlich zur Energiebilanz der Kläranlage der Gesamtenergieverbrauch für die Bereitstellung von Energieträgern/Gütern für den Betrieb und Bau der Kläranlagen samt Klärschlammverwertung und P-Rückgewinnung miteinbezogen wird. Die meiste Reduktion bei Modell_Zukunft ergibt sich im Belebungsbecken, vorwiegend durch die Reduktion des Stromverbrauchs und zweitens durch die Verringerung des Fällungsmittelbedarfs. Einen signifikanten Beitrag zur Reduktion des CED wird auch durch die Erhöhung der CH₄-Produktion in der Faulung erzielt (Gutschriften sind von negativen Werten in Abbildung 2 gekennzeichnet). Im Vergleich dazu, ist die Netto-Gutschrift durch die Substitution von Phosphor und Stickstoffdünger bei der Struvitgewinnung wesentlich kleiner, wobei hier das Ergebnis je nach substituiertem Düngemittel schwanken kann. In diesem Fall wurde die Berechnung mit dem Ecoinvent-Datensatz „market for phosphate fertiliser, as P2O5_GLO_2018_Allocation, APOS-1“ verwendet, der verschiedene am Markt gehandelte Produkte berücksichtigt. Bei der Phosphor-Rückgewinnung aus den Aschen wird die Substitutionsgutschrift durch den Energie- und Chemikalienverbrauch abgemindert.

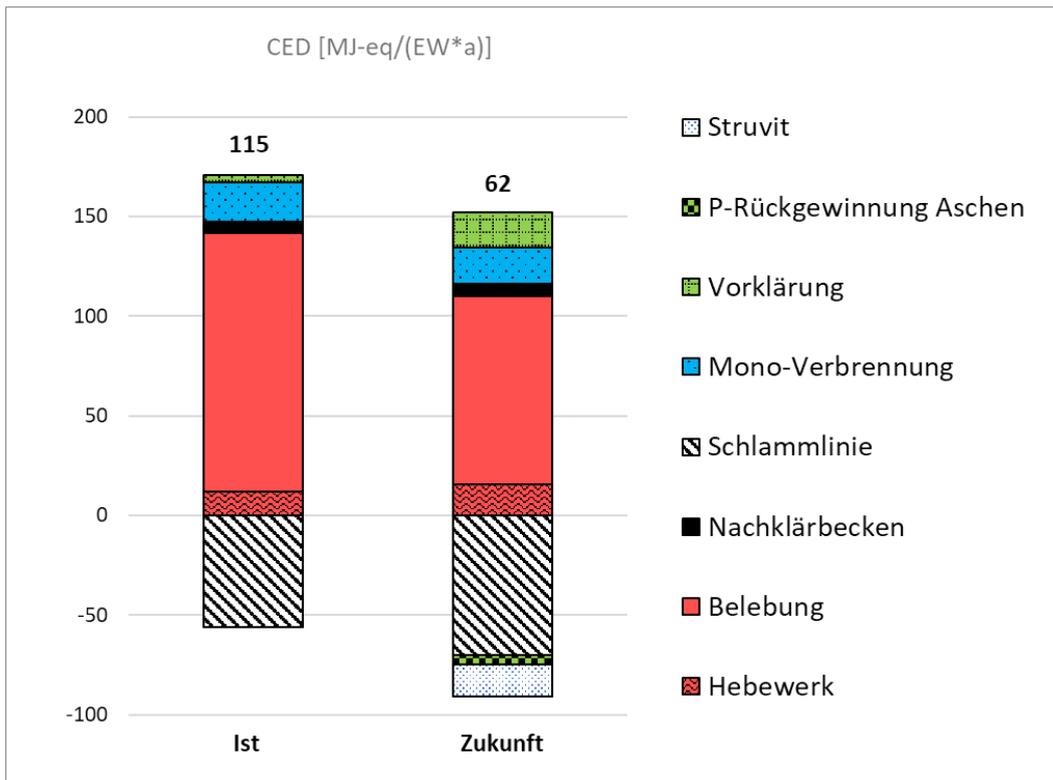


Abbildung 2 Vergleich der LCA-Ergebnisse der Modellkläranlagen für die Wirkungskategorie „kumulierte Energieverbrauch“ – CED (aus fossilen und nuclearen Energieträgern), zugeordnet zu den jeweiligen Anlagenteilen.

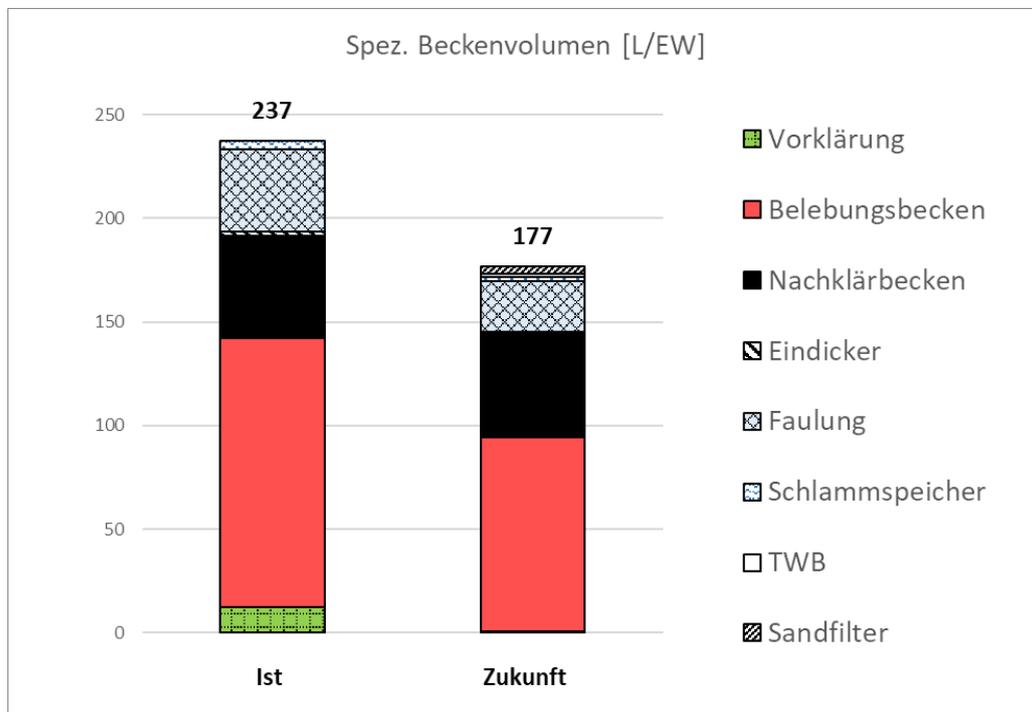


Abbildung 3. Vergleich der spezifischen Beckenvolumina der konventionellen (Modell_Ist) und der ressourcenschonenden Modellkläranlage (Modell_Zukunft)

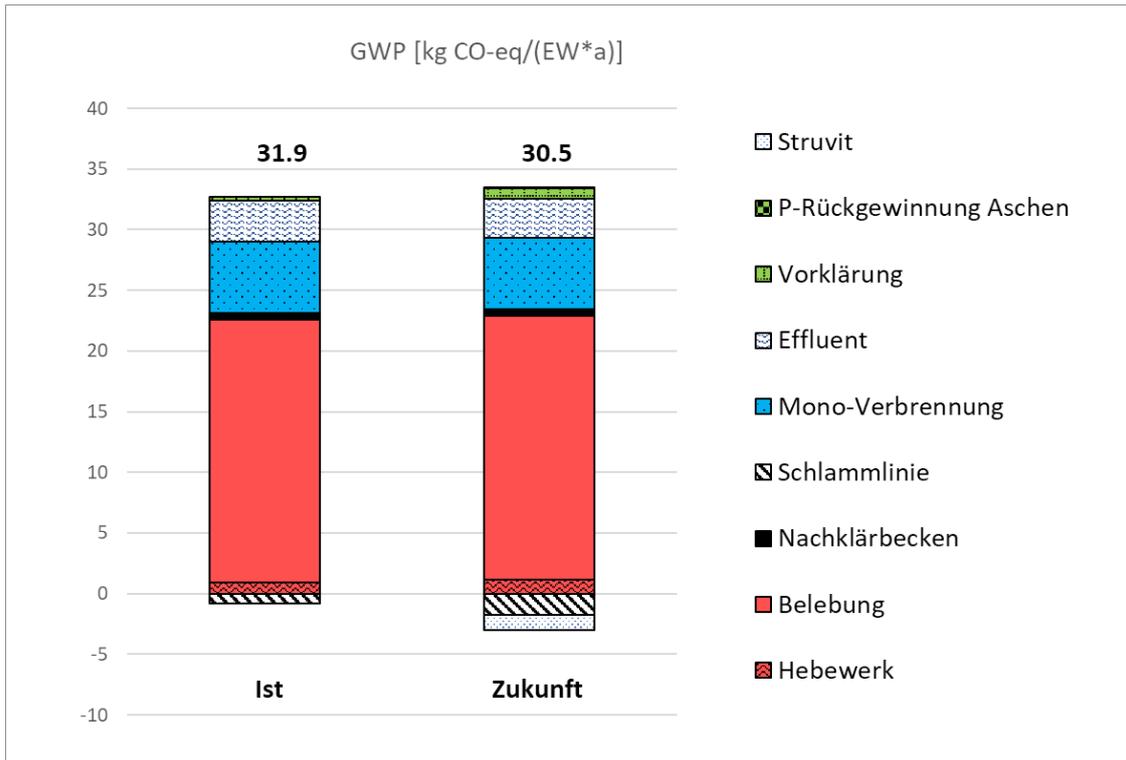


Abbildung 4. Vergleich der LCA-Ergebnisse der Modellkläranlagen für die Wirkungskategorie „Treibhausgaspotential“ – GWP, zugeordnet zu den jeweiligen Anlageteilen (Mono-Verbrennung inkludiert die Schlamm- und Aschen-Transporte).

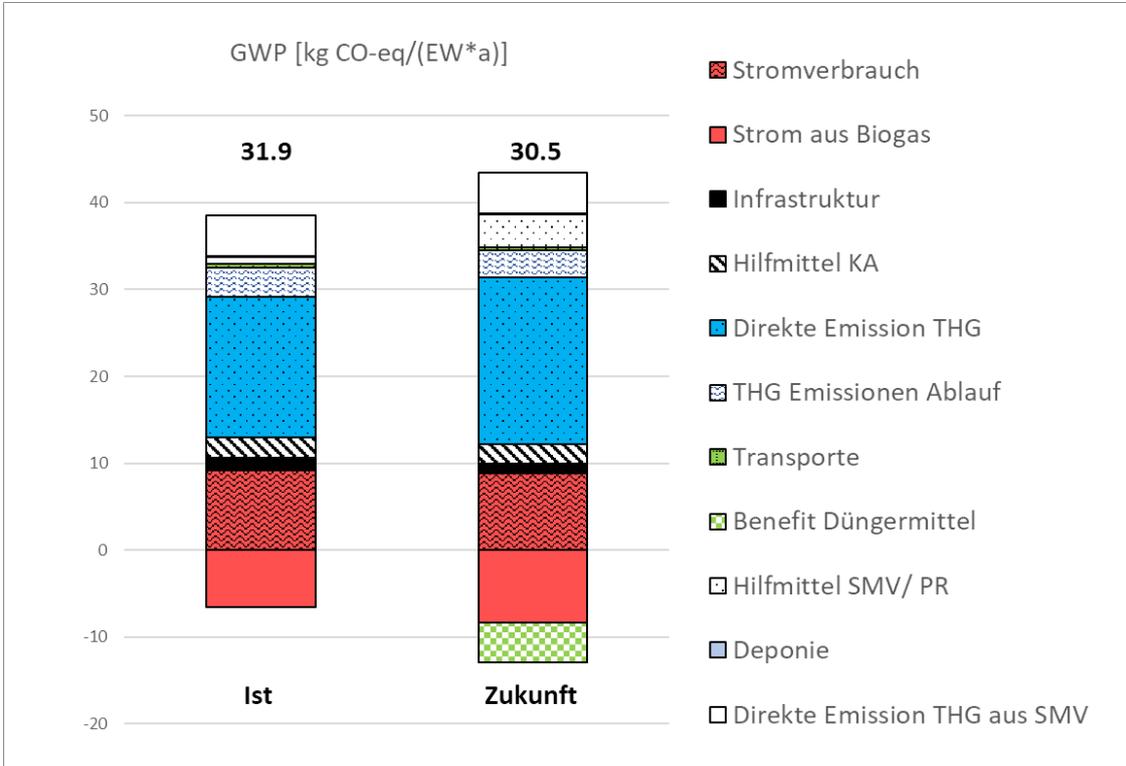


Abbildung 5. Vergleich der LCA-Ergebnisse der Modellkläranlagen für die Wirkungskategorie „Treibhausgaspotential“ – GWP, zugeordnet zu den unterschiedlichen Emissionsquellen (SMV=Schlamm Mono-Verbrennung; PR=Phosphor-Rückgewinnung).

Die Reduktion der Infrastrukturanwendungen in der Bauphase liefert im Vergleich mit ca. 2 MJ-eq/(EW.a) einen relativ kleinen Beitrag. Die relativ lange Lebensdauer der Betonbecken reduziert den Einfluss der Infrastruktur auf die Gesamtbilanz. Die deutliche Reduktion der Beckenvolumina (ca. 25%), wie Abbildung 3 zu entnehmen ist, spielt jedoch eine signifikante Rolle bei der Kostenanalyse sowie bei der Wirkungskategorie „Landnutzung“.

Die Ergebnisse des LCA für die Wirkungskategorie „Treibhauspotential“- GWP deuten darauf hin, dass der Ausstoß an CO₂-eq der konventionellen und der ressourcenschonenden Modellkläranlagen vergleichbar sind (Abbildung 4 und Abbildung 5). Das Modell_Zukunft verursacht wesentlich mehr Emissionen (Balken oberhalb von Null), diese werden jedoch durch die Gutschriften (Balken unterhalb von Null) aus der energetischen Biogasverwertung und aus der Substitution von P-Dünger durch Struvit ausgeglichen. Die Belebung stellt bei beiden Modellkläranlagen die größte Netto-Emissionsquelle dar, wobei die direkten Emissionen von Lachgas und fossilem CO₂ aus dem Abwasser sowie die indirekte Emission aus der Strombereitstellung die wesentlichen Komponenten darstellen (bezogen auf die CO₂eq-Emission der Belebung im Modell_Ist: N₂O: 33 %, CO₂-fossil: 25 %, Stromverbrauch: 30%; im Modell_Zukunft: N₂O: 44 %, CO₂-fossil: 25 %, Stromverbrauch: 23 %). Die ressourcenschonende Modellkläranlage weist einen leicht erhöhten N₂O-Ausstoß auf, weil bei der Zentratbehandlung über Deammonifikation prozessbedingt (Nitritation) vermehrt N₂O biologisch gebildet wird. Wenn in der Belebung (in diesem Fall) pro kg zugeführten TKN ca. 0,5 % als N₂O-N mit der Belüftungsluft ausgetragen werden, beträgt der Emissionsfaktor bei der Zentratbehandlung 1,1 % (Baumgartner *et al.*, 2018).

Aus Abbildung 4 ist ersichtlich, dass das Netto-Treibhausgaspotential der Schlammlinie nur eine geringfügige CO₂-Gutschrift aufweist. Hier wird die Gutschrift aus der energetischen Verwertung von Biogas (erneuerbarem Energieträger) durch folgende Methanemissionen abgemindert: 1) unverbranntes CH₄ im Abgas des Blockheizkraftwerks (Methanschlupf), 2) Biogasleckagen im Bereich der Faulung, 3) Weitere Biogasproduktion im Stapelbehälter vor der Entwässerung (Tauber *et al.*, 2019).

Aufgrund der dominanten Auswirkung der direkten Treibhausgasemission in der Gesamtbilanz, ist speziell bei GWP der Einfluss der Unsicherheiten in Zusammenhang mit den Modelleingangsgrößen und Emissionsfaktoren über eine Sensitivitätsanalyse zu überprüfen.

Bei den anderen berücksichtigten Wirkungskategorien (z.B. Freshwater/Marinewater Eutrophication und Depletion of Abiotic Resources) zeigt sich durch

die Implementierung der Kläranlage Modell_Zukunft tendenziell eine Reduktion des ökologischen Fußabdrucks der Abwasserreinigung. Bei den toxikologischen Wirkungskategorien (Human-Toxicity und Ecotoxicity) bleibt das Bild eher unverändert.

5 Fazit

Die Integration der ausgewählten Verfahren und Prozesse zur Ressourcenschonung und -wiederverwertung ergibt für die Kläranlage der Zukunft ein stimmiges Bild, bei dem Synergien sichtbar werden und genutzt werden können. Die ersten Ergebnisse der ökologischen Bewertung sind vielversprechend, müssen jedoch im zweiten Schritt über Unsicherheits- und Sensitivitätsanalysen kritisch geprüft werden. Dabei soll der Einfluss der Unsicherheiten in Zusammenhang mit den Modelleingangsgrößen auf das Ergebnis dargestellt sowie kritische Modellparameter identifiziert werden. Speziell im Bereich der Bewertung der Phosphorrückgewinnung aus den Klärschlammaschen ist aufgrund der aktuellen Datenlage (eingeschränkte großtechnische Erfahrungen) Vorsicht geboten.

Die Reduktion des Strom- und Hilfsmittelbedarfs im Betrieb zeigt bei den Wirkungskategorien Cumulative Energy Demand und Global Warming Potential eine höhere Auswirkung als die Verringerung der Infrastruktur-aufwendungen in der Bauphase. Letztere wird jedoch bei der Kostenanalyse eine wichtige Rolle spielen. Darüber hinaus soll bei der Gesamtbewertung angestrebt werden, den Mehraufwand für die Wartung und Betreuung der zusätzlichen Prozesse zu monetarisieren.

6 Literatur

- Amann A., Zoboli O., Krampe J., Rechberger H., Zessner M. und Egle L. (2018). „Environmental impacts of phosphorus recovery from municipal wastewater“. *Resources, Conservation and Recycling*, 130, 127–139.
- Baumgartner T., Parravicini V., Svardal K., Krampe J. (2017). The relevance of SDE treatment for the energy efficiency of single and 2-stage WWTP concepts; Oral presentation at IWA Conference on Sustainable Wastewater Treatment and Resource Recovery, 7-10 November 2017, Chongqing, China.
- Baumgartner T., Parravicini V., Krampe J. (2018). Decision support for finding the appropriate resource and energy optimized SDE treatment technology. Deliverable 4.4- Horizon 2020 EU Project Powerstep.

- Corominas L., Foley J., Guest JS., Hospido A., Larsen HF., Morera S., Shaw A. (2013). Life cycle assessment applied to wastewater treatment: state of the art. *Water Res.* 1; 47(15), 5480-92.
- EASETECH, Environmental Assessment System for Environmental TECHNOlogies, DTU, Lyngby, Denmark. <http://www.easetech.dk/>
- Egle L., Rechberger H., Zessner M. (2014). Vergleich von Verfahren zur Rückgewinnung von Phosphor aus Abwasser und Klärschlamm. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 66, 1-2; S. 30 – 39.
- Egle L., Rechberger H., Krampe J. und Zessner M. (2016). Phosphorus recovery from municipal wastewater: An integrated comparative technological, environmental and economic assessment of P recovery technologies. In: *Science of the Total Environment* 571, S. 522–542.
- Hausschild Z., Goedkoop M., Guinee J., Heijungs R., Huijbregts M., Jolliet O., Margini M., De Schryver A., Humbert S., Lautent A., Sala S., Pant R. (2013). Identifying best existing practice for characterization modelling in life cycle impact assesment. *Int J Life Cycle Assess*, 18, 683–697.
- Hable K. (2019). *Life-cycle Assessment für Kläranlagen – Kritische Analyse am Beispiel einer Modellkläranlage*. Masterrarbeit, Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement der TU Wien.
- Henze M., Gujer W., Mino T., van Loosdrecht Mark (2000). ACTIVATED SLUDGE MODELS ASM1, ASM2, ASM2d AND ASM3, Edited by IWA TASK GROUP ON MATHEMATICAL MODELLING FOR DESIGN AND OPERATION OF BIOLOGICAL WASTEWATER TREATMENT. Published by IWA Publishing in its Scientific and Technical Report series, London.
- IPCC (2007) Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). Fourth Assessment Report (AR4), Working Group 1, Chapter 2, Changes in Atmospheric Constituents and in Radiative Forcing.
- Jahn, L., Baumgartner, T., Svardal, K., Krampe, J. (2016). The influence of temperature and SRT on high-solid digestion of municipal sewage sludge" *Water Science and Technology* 74(4), 836–843.
- Jahn L., Saracevic E., Svardal K., Krampe J. (2017). Granuleres Belebtschlamm-Verfahren in kontinuierlich durchgeflossenen Belebungsanlagen, Endbericht, Projekt gefördert durch das ÖSTERREICHISCHE BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT.
- Jahn L., Haslinger J., Svardal K. (2019). „Mikrosiebung als Verfahrenstechnik für die energetische Nutzung des Abwassers“ gefördert von ÖWAV-KANN
- Law Y., Jacobsen G. E., Smith A. M., Yuan Z. und Lant P. (2013). Fossil organic carbon in wastewater and its fate in treatment plants. *Water Research* 47, 14, 5270–5281.
- ÖNORM EN ISO 14040:2009-11: *Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen* (ISO 14040:2006). Wien: Austrian Standards, Nov. 2009.

- ÖNORM EN ISO 14044:2018-06: *Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen* (ISO 14044:2006 + Amd 1:2017) (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, Juni 2018.
- ÖWAV (2016). Branchenbild der Österreichischen Abwasserwirtschaft 2016, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaftsverband und Kommunal Kredit Public Consulting.
- Parravicini V, Valkova T, *et al.* (2015). *Reduktionspotential bei den Lachgasemissionen aus Kläranlagen durch Optimierung des Betriebes (ReLaKO)*. Endbericht, Heraus. Lebensministerium; Projekt gefördert von Kommunal Credit Public Consulting. <http://www.bmlfuw.gv.at/service/publikationen/wasser.html>.
- Parravicini V., Svardal K., Krampe J. (2016). Greenhouse Gas Emissions from Wastewater Treatment Plants; *Energy Procedia*, 97, 246 – 253.
- Parravicini V., Svardal K., Krampe J. (2018). Anwendung membranbelüfteter Biofilme zur Trübwasserbehandlung; in "Wiener Mitteilungen", J. Krampe, N. Kreuzinger (Hrg.); Institut für Wassergüte und Ressourcenmanagement, Band 247, 253 - 270.
- Pasqualino J. C., Meneses M., Abella M. and Castells F. (2009). LCA as a Decision Support Tool for the Environmental Improvement of the Operation of a Municipal Wastewater Treatment Plant. *Environ. Sci. Technol.*, 43 (9), 3300–3307.
- Reichel M. (2016). Schlammfäulung mit erhöhtem Feststoffgehalt - Chancen, Grenzen, Herausforderungen; in Buchreihe "Wiener Mitteilungen, Band 235", Buchreihen-Herausgeber: H. Kroiss; Technische Universität Wien, Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft, S. 188
- Remy, C., Mieke U., Lesjean, B., Bartholmäus C. (2014). Comparing environmental impacts of tertiary wastewater treatment technologies for advanced phosphorus removal and disinfection with life cycle assessment. *Water Science & Technology*; 69, 8, 1742-1750.
- Remy C. (2015). Deliverable D 9.2. Life Cycle Assessment of selected processes for P recovery from sewage sludge, sludge liquor, or ash. EU-Projekt P-Rex: Sustainable sewage sludge management fostering phosphorus recovery and energy efficiency, Project supported by the European Commission within the Seventh Framework Programme Grant agreement No. 308645.
- Remy C. und Cazalet D. (2018). *Deliverable 5.5 - Recommendations for ecoefficient new concepts of energy positive WWTP*. EU Project Powerstep, Horizon 2020 Framework Programme, Grant Agreement Number N. 641661.
- Tauber J., Parravicini V., Svardal K., Krampe J. (2019). Quantifying methane emissions from anaerobic digesters"; *Water Science and Technology*, 80 (2019), 9; 1654 – 1661.

Korrespondenz an:

Vanessa Parravicini

Institute Für Wassergüte und Ressourcenmanagement, TU Wien
Karlsplatz 13/226, 1040 Wien

Tel.: +43 1 58801 22612

Mail: vparravi@iwag.tuwien.ac.at

Geruchsemissionen von Kläranlagen

Franz-Bernd Frechen

Univ.Prof. i.R., vormals Universität Kassel, Deutschland

Abstract:

Geruch – eigentlich ein neutraler Begriff – wird im Kontext von Kläranlagen stets negativ konnotiert. Das ist begründet und muss bei Bau und Erweiterung von Kläranlagen berücksichtigt werden.

Über Grundlagen und Messtechnik von Gerüchen bei Abwasseranlagen, also auch Kanalisation, wurde bereits von Frechen (2015) berichtet. Dieser Beitrag stellt die neueren Entwicklungen im Bereich der Messtechnik und der Normierung dar und fokussiert dann auf Kläranlagen, zu denen umfassende Hinweise zur Vermeidung von Konflikten infolge von belästigenden Gerüchen gegeben und an Beispielen erläutert werden.

Key Words: Geruch; Kläranlagen; Geruchsmessung; Geruchsausbreitung; Richtlinien

1 Wie können Gerüche erfasst und bewertet werden?

1.1 Einführung

Geruch ist zunächst einmal ein neutraler Begriff. Aus dem jeweiligen Zusammenhang ergeben sich aber sehr schnell deutliche Reaktionen: Parfum, Rosenduft, Obst, der Ehepartner, Küchengerüche, Fäkalien – jeder Zusammenhang erzeugt spontane Assoziationen und eine hedonische Bewertung also eine Bewertung in einer angenehm-unangenehm-Dimension, denn der Mensch hat ein sehr gutes Geruchsgedächtnis. Dieses führte schon zu Beschwerden über üble Gerüche beim Anblick einer Kläranlage, wiewohl diese noch gar nicht in Betrieb gegangen war ...

Zudem ist der gesamte Vorgang der physiologischen Geruchswahrnehmung dem limbischen System räumlich und daher auch inhaltlich eng assoziiert und somit stark mit Gefühlen verknüpft und stark die Gefühle beeinflussend.

Partnerwahl, Gruppenzugehörigkeit, Antipathie oder Sympathie, Warnung vor Gefahren, verdorbenen Lebensmitteln oder Feuer – alles Aufgaben des Geruchssinnes, der gern als ein sehr alter Sinn bezeichnet wird.

Nun mag er in der Urzeit noch wichtiger gewesen sein aufgrund seiner vielen, teils überlebenswichtigen Funktionen, aber die Annahme, er sei heute nicht mehr so wichtig, geht leider fehl, denn heute haben die Menschen hohe qualitative Ansprüche an ihre Umwelt, und daher eben auch daran, nicht von üblen Gerüchen belästigt zu werden.

Daher müssen sich Kläranlagenplaner mit dem Thema befassen, denn ansonsten gibt es Streit mit belästigten Anwohnern.

Leider aber hat Geruch als Phänomen die unangenehme Eigenschaft, dass die Messung schwierig ist. So formuliert die GIRL (2008) treffend: Gegenüber einem objektiven Nachweis mittels physikalisch-chemischer Messverfahren "*entzieht sich die Erfassung und Beurteilung von Geruchsimmissionen weitgehend einem solchen Verfahren*". Mißlich für Ingenieure, schlecht für klare Maßgaben bei Bau und Erweiterung von Kläranlagen. Wie also messen?

Im Rahmen des ÖAWV-TU Wien Fachseminars "Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen" (2015) wurde der Gesamtbereich der Messung durch Frechen (2015) bereits umfassend erläutert. Wegen der stetigen (manche konstatieren sogar stetig zunehmenden) Bedeutung von Geruchsbelästigungen hat sich in der Zwischenzeit auch einiges bei der Messung getan. Damit muss sich der Ingenieur befassen, weswegen hier zunächst neben stichwortartigen grundlegenden Dingen ein kurzes Update vorangestellt werden soll.

1.2 Geruch und Belästigung

Geruch muss nicht belästigend sein. Hedonisch negativer, also unangenehmer Geruch (über den hier vor allem zu reden ist) ist potentiell belästigender als angenehmer Geruch. Allerdings kann auch ein hedonisch positiver, also angenehmer Geruch, z.B. Bäckerei, unangenehm werden je nach Einwirkdauer, Einwirkrythmus und Einwirkstärke.

Um zwischen zulässigen Gerüchen (Belästigung noch zulässig) und unzulässigen Gerüchen (Belästigung nicht mehr zulässig) unterscheiden zu können und damit den Sachverhalt justitiabel zu machen, wurden in den späten 80er und frühen 90er Jahren umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um die Schwelle (Übergang von "belästigend, aber noch zulässig" zu "erheblich belästigend, nicht zulässig") zu fixieren, siehe insbesondere Winneke et al. (1990). Zu empfehlen sind hier auch die Arbeiten von Sucker et al. (2008), auf deren Basis die ursprüngliche Form der Geruchsimmissionsrichtlinie GIRL noch erweitert wurde zu der

heutigen Fassung (GIRL, 2008). Auf die Besonderheiten dieser Festlegung wie auch auf andere Besonderheiten im sog. "Geruchsstunden-Modell" der GIRL, die Probleme bei der Ausbreitungsrechnung und weitere Unschärfen ist Frechen (2016) eingegangen.

Nachdem bereits in mehreren Anläufen versucht worden war, die GIRL als Anhang in die TA Luft zu inkorporieren, ist der heutige Stand der, dass dies eventuell Ende 2020 erfolgen wird – diese Aussage wurde so aber auch schon vor drei Jahren getroffen; es heißt also weiter abwarten.

Hier ist nur festzuhalten: Die Hilfskonstruktion der GIRL hat in dieser Hinsicht mit dem "Geruchsstundenmodell" zwar eine justifiable Grenze gesetzt. Dennoch gilt insbesondere auf dem Individuumniveau: **Eine Messung des Geruchs (dazu siehe unten) ist keine Messung der Belästigung!**

Belästigung lässt sich nur vom Belästigten erfahren, siehe dazu die drei Blätter der VDI 3883 (2015, 1993, 2014).

2 Messung

2.1 Übersicht

Das Bestreben, Gerüche zu quantifizieren, ist weit über hundert Jahre alt. Da es sich um eine menschliche Sensation handelt, hat man sich der menschlichen Nase als Sensor bedient, weswegen Geruch sensorisch gemessen wird. Sensorische Messungen zur Geruchsstärke bestimmter Einzelstoffe, z.B. Schwefelwasserstoff H_2S , wurden umfangreich durchgeführt.

Die menschliche Nase als Detektor führt naturgemäß zu einer erheblichen Streuung der Ergebnisse. Durch immer umfassendere Vorgaben zu den Testpersonen, den Geräten (sog. "Olfaktometer"), der Durchführung solcher Tests und der Statistik bei der Auswertung wurde die Schwankungsbreite im Laufe der Zeit deutlich verringert. Dennoch bleibt der Umstand bestehen, dass die Geruchswahrnehmung als Wirkgröße (wie der BSB) ein zweistufiger Prozess ist, nämlich erst die Physiologie, dann die Psychologie, siehe Abbildung 1. Diese Wirkung der Summe aller Inhaltsstoffe lässt sich nicht durch eine noch so aufwendige analytische Messung der Inhaltsstoffe ersetzen, da es keine mathematische Umrechnungsvorschrift gibt, zumal die Kombinationsmöglichkeiten an Inhaltsstoffen gerade bei Abwassergerüchen praktisch unendlich sind.

Mittlerweile gibt es im Wesentlichen drei Herangehensweisen zur Quantifizierung, die nachfolgend angesprochen werden sollen.

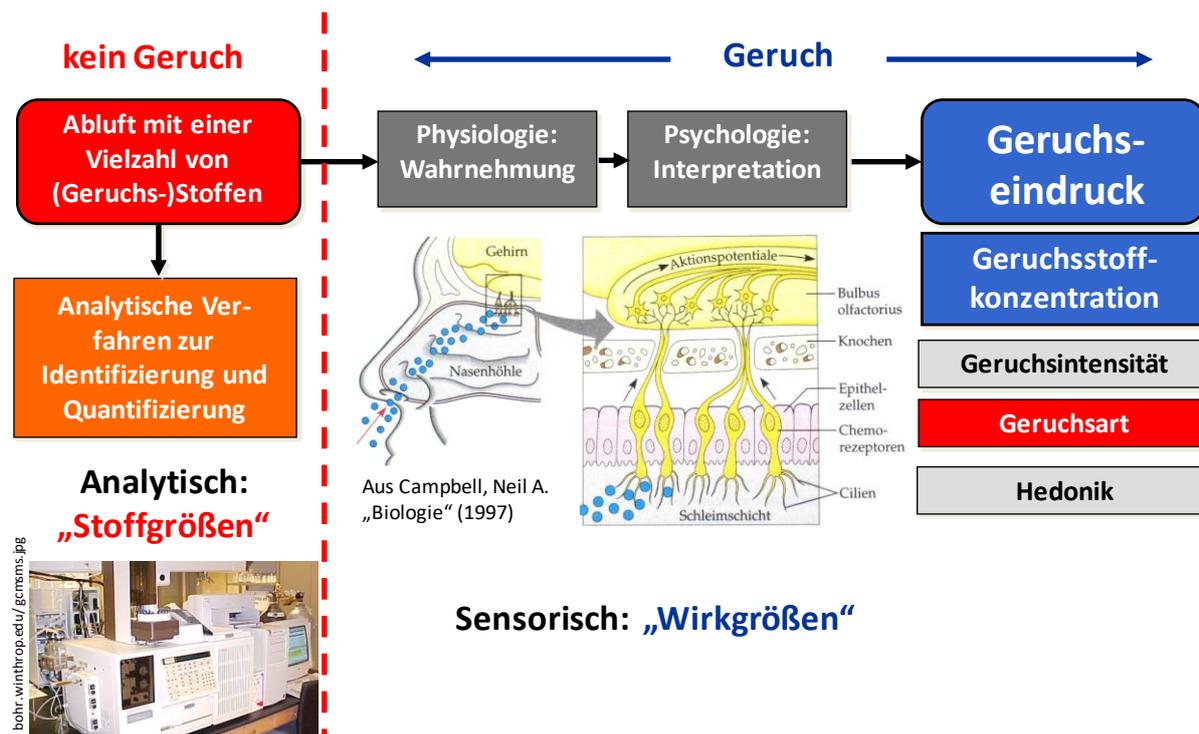


Abbildung 1: Gegenüberstellung von analytischen Methoden zur Stoffbestimmung und sensorischen Methoden zur Geruchsbestimmung

2.2 Sensorische (olfaktometrische) Messung der Geruchsstoffkonzentration

Die in ihrer Grundidee bereits sehr alte Methodik der sensorischen Geruchsmessung nutzt Nasen von Testpersonen als Detektor. Wie aus Abbildung 1 zu sehen, gibt es nicht nur eine, sondern vier Antwort-Dimensionen.

Aus Gründen der technischen Nutzung hat die Ermittlung der **Geruchsstoffkonzentration** die größte Bedeutung, da hier per Konvention ein Ergebnis in Form einer Konzentration gewonnen wird, mit der man dann wenigstens rechnen kann, nämlich die Geruchseinheiten pro Kubikmeter Luft in GE_E/m^3 . Mit diesem per Konvention festgelegten Maß lassen sich dann insbesondere Ausbreitungsrechnungen, wie sie in der GIRL gefordert werden, in Form von Immissionsprognosen durchführen.

Die unterschiedlichen in Europa existierenden Richtlinien wurden im Jahr 2003 durch die **DIN EN 13725:2003** (2003) konsolidiert.

In dieser Norm wurde die **Probenahme** allerdings kaum behandelt, so dass dann in Deutschland die VDI-Richtlinie 3880 (2011) zur Probenahme entwickelt wurde, da bei der Probenahme Wildwuchs herrschte.

Wenngleich noch gültig, wird die VDI-Richtlinie 3880 aber zurückzuziehen sein, denn in der europäischen Arbeitsgruppe **CEN/TC 264/WG 2** "Air quality -

Emissions – Dynamic olfactometry for the determination of odour" wird die EN 13725 überarbeitet. Aus heutiger Sicht ist die Überarbeitung, welche ein umfassendes Kapitel zur Probenahme neu beinhaltet, fast veröffentlichungsreif; unsere nächste und voraussichtlich auch letzte Sitzung findet **Anfang April 2020** statt. Nach Ausgeb der neuen Richtlinie müssen alle nationalen Richtlinien, so auch die VDI 3880, zurückgezogen werden.

2.3 Analytische Messung von Geruchsstoffen

Hierzu gibt es keine spezifischen CEN-Richtlinien. Das Spektrum ist extrem weit und reicht von einfachen Handmessverfahren, z.B. mit Prüfröhrchen, siehe Abbildung 2, bis hin zu apparativ hochgerüsteten Messverfahren, z.B. einer Koppelung von zwei Gaschromatographen mit anschließender Detektion im Massenspektrometer, siehe Abbildung 3, ein sehr genaues Verfahren, welches wir Zusammenarbeit mit Dr.rer.nat. Manfred Möller, Institut für Arbeits-, Sozial- und Umweltmedizin, RWTH Aachen, bereits an mehreren Kläranlagen eingesetzt haben.

Im Gegensatz zu den einfachen Messverfahren, bei denen man gezielt nach einem Stoff, z.B. H_2S , sucht, dienen Gaschromatographen in Kopplung mit einem Massenspektrometer der Vollanalyse auf alle detektierbaren Stoffe. So können auch z.B. gesundheitsschädliche Komponenten, selbst wenn sie nich geruchsrelevant sind, identifiziert werden.



Abbildung 2: Einfache analytische Messgeräte (links elektrochemisches Handmessgerät mittig elektrochemisch mit Datenspeicher für Kanaleinsatz, rechts Prüfröhrchen)

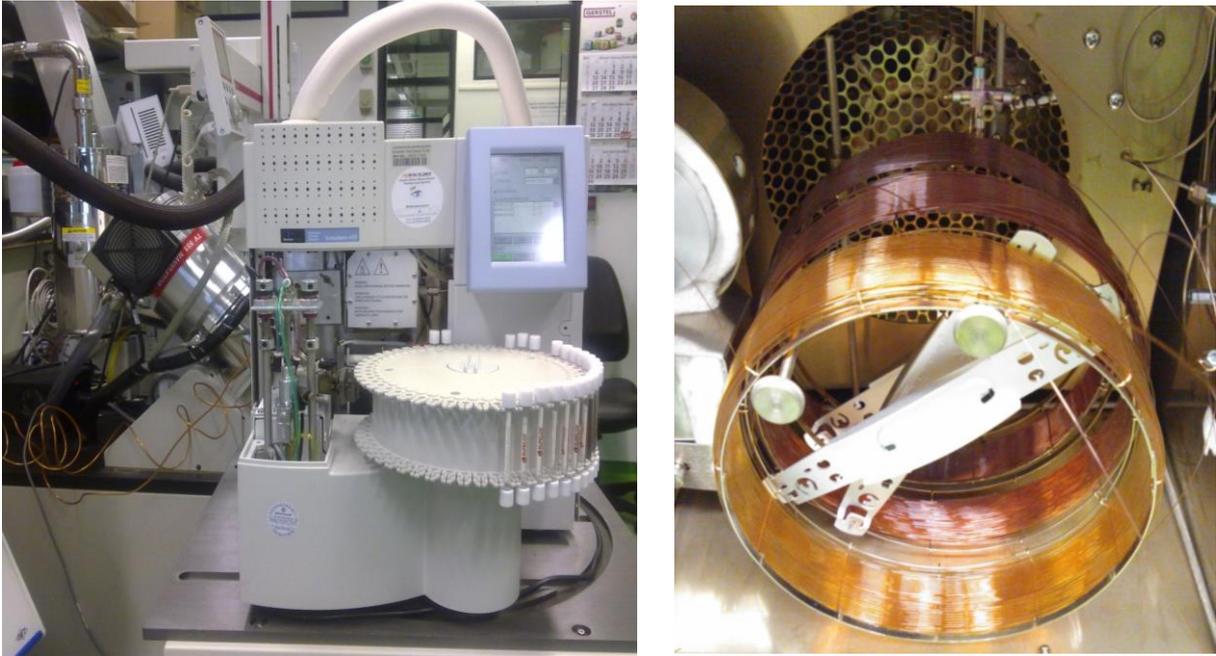


Abbildung 3: GC-GC-TOF-MS-Kopplung (Details, rechts GC-Säule)

Das Hauptsystem besteht aus einer Kopplung GC-GC-TOF-MS. Hierbei werden die aus der ersten GC-Säule austretenden Stoffe mittels Flüssigstickstoff kryofokussiert, nach etwa 5 Sekunden wieder erhitzt und auf die zweite Säule geleitet. So werden "Zeitscheiben" erzeugt und im zweiten Schritt erneut nach der Zeit aufgelöst. Anschließend erfolgt die Detektion im Time-of-Flight-Massenspektrometer. Die Aufnahmezeit der Massenspektren beträgt 200 komplette (fullscan) Massenbereiche pro Sekunde. Abbildung 4 zeigt eine beispielhafte Auswertung im 3D-Diagramm.

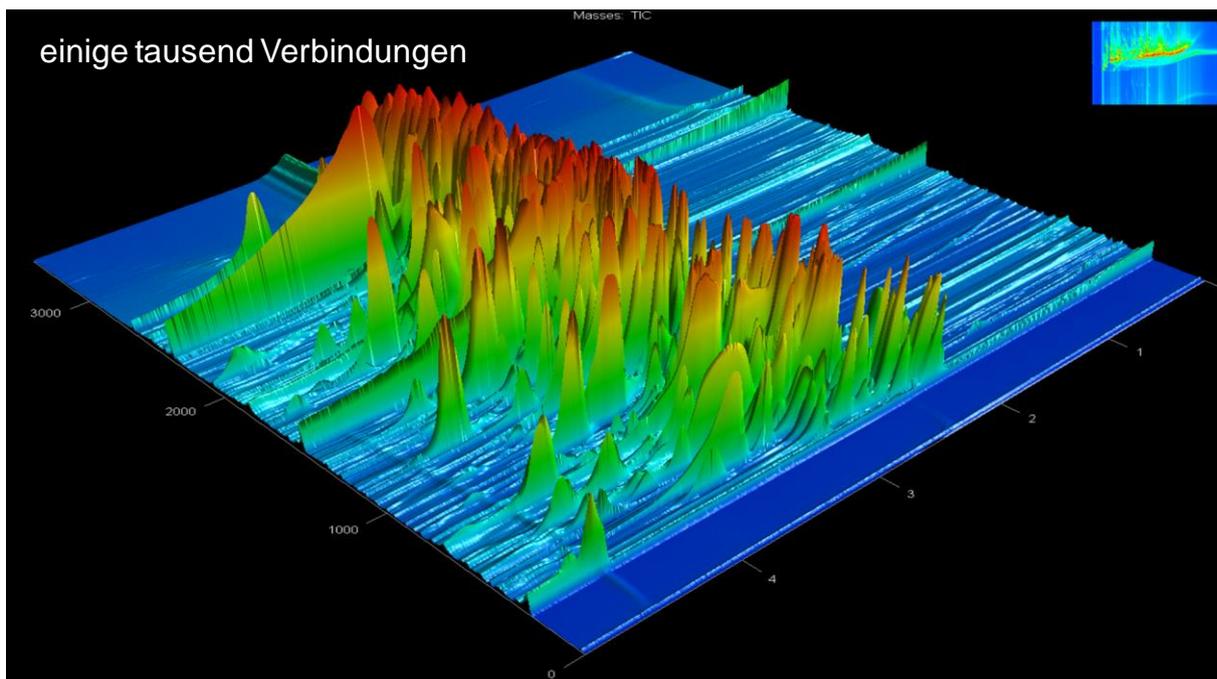


Abbildung 4: Beispielergebnis einer analytischen Messung mit GC-GC-TOF-MS-Kopplung

Die desorbierten Gase passieren zunächst die erste Säule, und die Ergebnisse sind in den dreidimensionalen Ergebnisdiagrammen auf der unteren Achse aufgetragen. Die Beschriftung dieser Achse reicht von 0 bis 3.000 und gibt die Laufzeit wieder. Dabei ist die Laufzeit das klassische Maß für die Flüchtigkeit der jeweiligen Stoffe, wobei eine kurze Laufzeit eine geringe und eine große Laufzeit eine starke Flüchtigkeit repräsentiert. Mit Bezug auf Geruchsstoffe sind vor allem Stoffe von Interesse, die etwa ab einer Laufzeit von 1.000 Sekunden detektiert werden.

Die aus dieser Säule austretenden Inhaltsstoffe werden getaktet auf eine zweite Säule geleitet. Hierbei handelt es sich um eine Säule, die die Inhaltsstoffe nach ihrer Polarität auftrennt. Die entsprechende linke Achse gibt ebenfalls die Laufzeit in Sekunden wieder; die Skala reicht von 0 bis 4 Sekunden. Je polarer ein Inhaltsstoff ist, desto länger ist seine Laufzeit auf der zweiten Säule.

Da man also im 3D-Diagramm beide Zeitachsen sieht, lassen sich auch Stoffe erkennen, die in konventionellen GC-MS-Kopplungen durch andere, höher konzentrierte Stoffe der-selben (Erst-)Säulenlaufzeit verdeckt worden wären.

Je nach Komplexität der untersuchten Luft (die zuvor auf einem Adsorber konzentriert werden muss, entweder durch aktive Probenahme oder durch Passivsammler), können **einige bis viele tausend Inhaltsstoffe** identifiziert werden.

2.4 Einsatz von Sensor Arrays, sog. "elektronischen Nasen"

Sensorische Messungen mit einem Olfaktometer unter Einsatz eines mindestens 4-köpfigen Testpersonenkollektivs haben in fast allen Konfigurationen den Nachteil, **offline** zu sein. Sie sind zudem sehr zeit-, personal- und damit kostenaufwendig.

Analytische Messungen sind ebenfalls üblicherweise offline, und je nach Verfahren und Messphilosophie (target analysis oder non target analysis) sowie verwendeten Messprinzipien aufwendig. Eine Ausnahme bilden die mittlerweile üblichen mobilen Messgeräte für den Personenschutz (H_2S , CO_2 etc.), die sofort ein, allerdings nur beschränkt empfindliches und genaues, Messergebnis liefern.

Insbesondere wegen des Aufwandes und der offline-Methode der Olfaktometrie einerseits und des Umstandes, dass GC-MS-basierte Messungen nur in großen Laboren mit der entsprechenden apparativen Ausstattung durchführbar und ebenfalls in der Regel offline möglich sind, wird seit Jahrzehnten daran gearbeitet, eine schnellere und einfachere Methode zur Bestimmung der Geruchs zu entwickeln.

Ergebnis sind Geräte, die als Sensor Arrays anzusprechen sind und im Volksmund (oder Verkäufer-Sprech) als "elektronische Nasen" bezeichnet werden.

Abbildung 5 zeigt beispielhaft eine (geöffnete) elektronische Nase, Abbildung 6 ein Mess-Beispiel und einen der verbauten Sensoren.

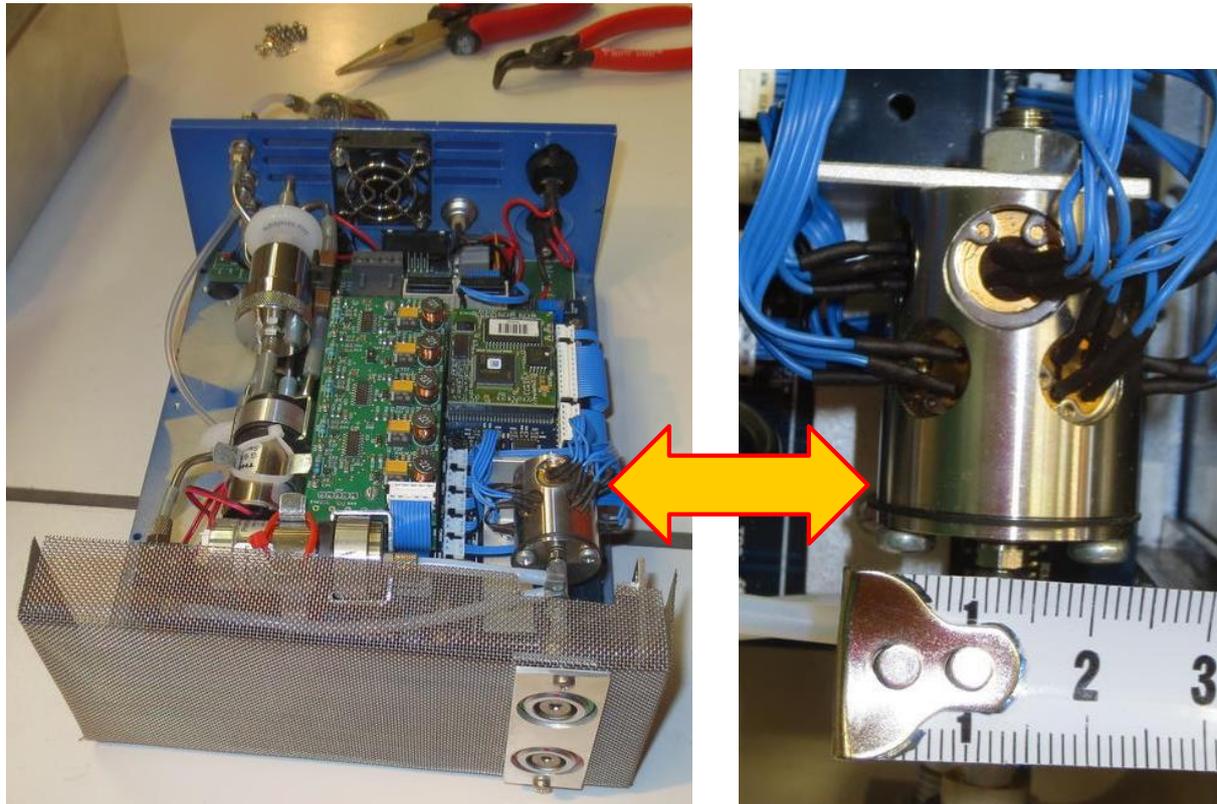


Abbildung 5: Elektronische Nase

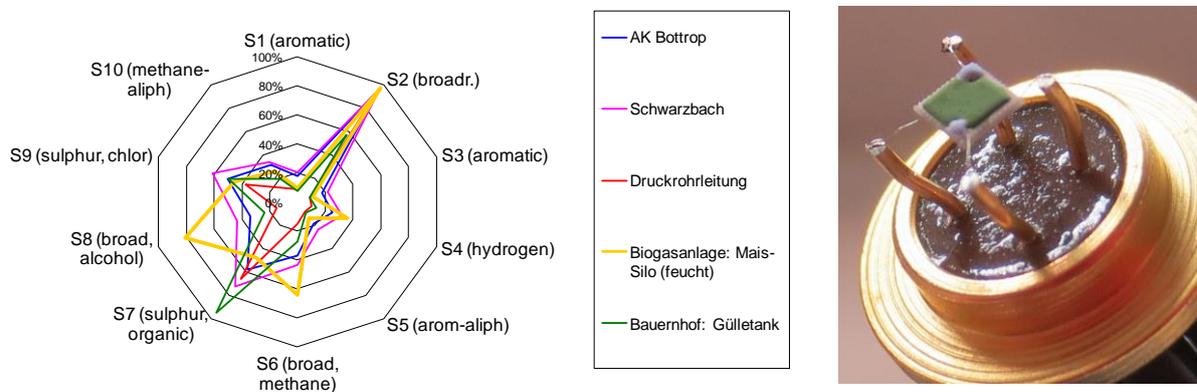


Abbildung 6: Netzdiagramm der Sensorsignale, rechts Sensor (ausgebaut)

Als Sensoren werden kommerziell erhältliche, mehr oder weniger spezifische Sensoren verwendet. Oft werden dazu spezifische Sensoren (z.B. H_2S) parallel geschaltet. Zu näheren Erläuterungen sei auf Frechen (2019) verwiesen.

Ein großes Problem liegt darin, dass die Messergebnisse als Zeitreihen der anliegenden Sensorwerte anfallen. Hieraus soll dann der Geruch ableitbar sein. Eine allgemein verwendbare Rechenvorschrift, die ja die unterschiedlichen Sensoreigenschaften berücksichtigen müsste, gibt es nicht. Daher hat sich CEN dwes Problems im Oktober 2015 angenommen und die Arbeitsgruppe **CEN/TC 264/WG**

41 "Emissions and ambient air – Instrumental odour monitoring" ins Leben gerufen. Wegen vorliegender langjähriger Erfahrungen und Versuche an Kläranlagen ist der Verfasser auch in dieser Arbeitsgruppe tätig; die nächste Sitzung findet Anfang März 2020 in Italien statt.

Allerdings ist zu erwarten, dass sich die Arbeit an dieser CEN-Richtlinie im Gegensatz zur WG2, siehe oben, noch einige Zeit hinziehen wird. Derzeit ist also eine Vereinheitlichung im Rahmen den CEN noch nicht absehbar. Zu den Problemen sei jedem, der die Anschaffung elektronischer Nasen erwägt, die Lektüre von Frechen (2019) angeraten.

2.5 Fazit

Eine Übersicht über die wichtigsten bzw. gebräuchlichsten Messmöglichkeiten und Verfahren gibt Abbildung 7.

Es sind auch die beiden Teile der DIN EN 16841 aus März 2017 über Rastermessungen und Fahnenmessungen enthalten,; die Rastermessung ist ja eine wesentliche Komponente der GIRL.

Für den Kläranlagenbetreiber ist zu entscheiden, welche Messmöglichkeiten er selbst im Hause vorhalten will bzw. muss (Stichwort Personenschutz) und welche Betriebsanweisung in Bezug auf regelmäßig durchzuführende Messungen gelten soll. Dazu zählt natürlich vor allem die selbstkritische Betrachtung und regelmäßige Begehung der eigenen Anlage, und es ist sinnvoll, auch eine Begehung durch einen externen Experten zu veranlassen, der auf mögliche Schwachpunkte baulicher oder betrieblicher Art hinweisen kann.

Wichtig bei der Wahl eines Messverfahrens ist natürlich vor allem der Zweck der Mess-Massnahme. Geht es um ein als kritisch erkanntes Bauwerk, einen als kritisch erkannten Betriebsablauf, kritische Einleitungen, oder geht es gar um bereits eingehende Nachbarschaftsbeschwerden, ggfs. bereits mit Hinweisen, die auf den möglichen verursachenden Bereich schließen lassen. Sollen Abluftbehandlungsmassnahmen überprüft werden?

Zu beantworten ist natürlich immer die Frage, ob Geruch, Belästigung oder Stoffgrößen gemessen/erfasst werden müssen.

Beitrag zur Fragestellung										
Nr.	Untersuchung	Medium	Messprinzip	Art	Probenotyp	Kosten	Geruch	H ₂ S	Immissionen	Empfohlen für
1	H ₂ S	Luft	Prüfröhrchen	offline	Stichprobe	sehr preiswert	bedingt	ja	nur bei sehr hohen Konz.	Emissionsmessung
2	H ₂ S	Luft	elektrochemisch	offline	Stichprobe	sehr preiswert	bedingt	ja	nur bei sehr hohen Konz.	Emissionsmessung, Personenschutz
3	H ₂ S	Luft	elektrochemisch	online	Dauermessung	sehr preiswert	bedingt	ja	nur bei sehr hohen Konz.	Emissionsmessung, Personenschutz
4	Gasanalytik	Luft	GC-MS	offline	Dauermessung (Passivsammler)	preiswert	(ja)	ja	Langzeit-Grundlast	Stoffidentifikation (wegen zeitlicher Integration keine Spitzenwerte messbar)
5	Gasanalytik	Luft	GC-MS	offline	Stichprobe	preiswert	(ja)	ja	ja	Stoffidentifikation
6	Olfaktometrie	Luft	sensorisch	offline	Stichprobe	aufwendig	ja	(ja)	nein	Emissionsmessung
7	Elektronische Nase	Luft	versch. Sensortypen	online	Dauermessung	aufwendig	(ja)	(ja)	bedingt	Zielparameter "Geruch"; bisher noch Entwicklungsstadium
8	Rasterbegehung	Luft	sensorisch	offline	Kollektiv von Stichproben	sehr aufwendig	ja	(ja)	ja	Immissionsfeststellung, keine Ursachenfeststellung möglich
9	Fahrerbegehung	Luft	sensorisch	offline	Kollektiv von Stichproben	sehr aufwendig	ja	(ja)	ja	Nicht anwendbar bei einer Vielzahl benachbarter Quellen
10	Headspace-Analytik	Flüssigkeit	GC-MS	offline	Stichprobe	preiswert	(ja)	ja	nein	Ursachenanalyse Flüssigkeiten mitsamt Stoffidentifikation
11	GEP-Messung	Flüssigkeit	Stripping+sensorisch	offline	Stichprobe	aufwendig	ja	(ja)	nein	Ursachenanalyse Flüssigkeiten

Abbildung 7: Übersicht über mögliche Messverfahren (die Kostenbewertung der GC-MS-Analytik berücksichtigt nicht die Geräteabschreibung!)

3 Kläranlagen

3.1 Beschwerdemanagement

Obwohl das Merkblatt ATV-DWK-M 154 (2003) bald ersetzt wird, siehe DWA-M154 Blatt1 (2019), soll das in Abbildung 8 wiedergegebene Vorgehen bei Beschwerden hier gezeigt werden, denn der wichtigste Hinweis bei auftretenden Beschwerden aus der Bevölkerung ist ein seriöses, Vertrauen schaffendes Vorgehen mit/gemeinsam mit der Nachbarschaft.

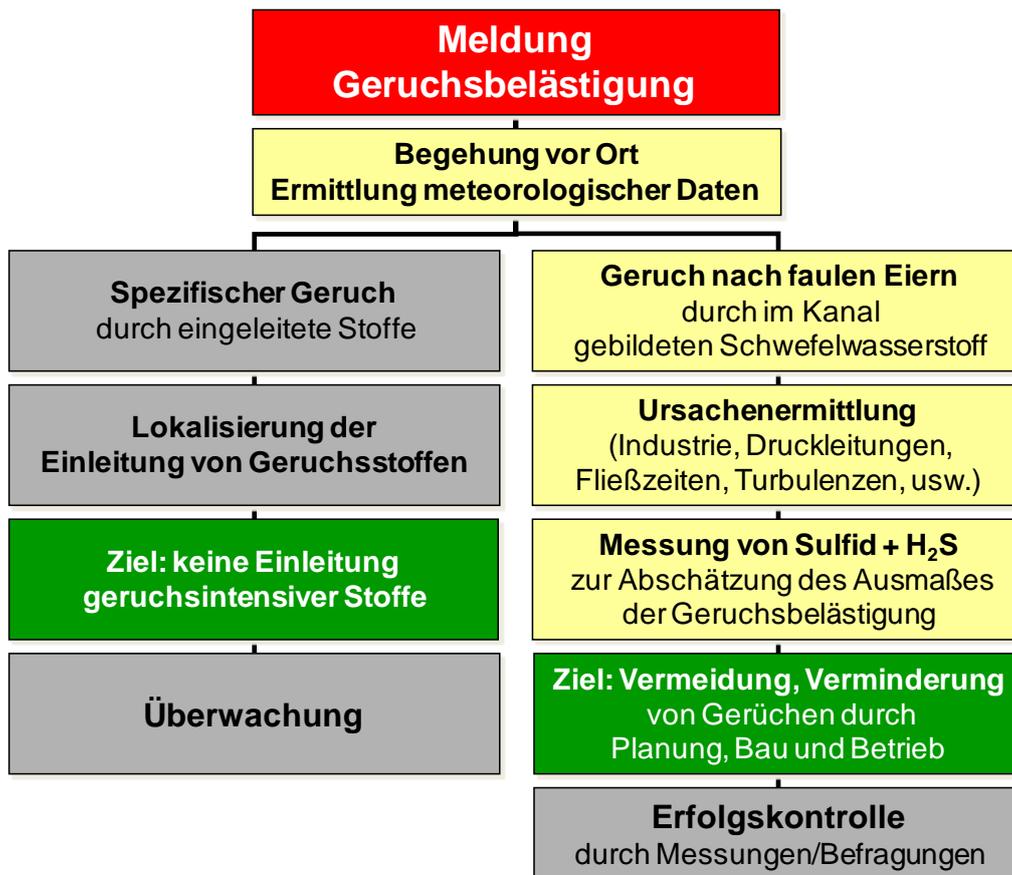


Abbildung 8: Vorgehen beim Beschwerdemanagement, aus ATV-DVWK-M 154 (2003)

Dabei ist Offenheit und Kontaktpflege entscheidend, denn nichts lässt sich so schwer wieder herstellen wie das Vertrauen der Bevölkerung in eine ernsthafte Befassung mit den an den Betreiber herangetragenen Problemen. Auch Massnahmen wie "Tag der offenen Tür", Besichtigungen etc. sind von unschätzbarem Wert und zudem wesentlich weniger kostenintensiv als eine Konfrontationshaltung.

3.2 Massnahmen zur Feststellung der Probleme

Kommt es zu Klagen über Geruchsemissionen aus einer Kläranlage, so ist es in einem ersten Schritt immer sinnvoll, die Anlage von einem erfahrenen Experten

begehen zu lassen. Wichtig sind auch alle Hinweise, die das Betriebspersonal geben kann. Sollte es sich dann als erforderlich erweisen, die einzelnen, und insbesondere die sehr relevanten Quellen auf der Anlage festzustellen, so ist ein geeignetes Emissions-Messprogramm erforderlich.

Da Flüssigkeiten die originären Quellen von Gerüchen sind, sei an dieser Stelle auf die VDI-Richtlinie 3885 Blatt 1 (2017) verwiesen. Diese Richtlinie erläutert, wie die Gesamtmenge an in einer Flüssigkeit enthaltenen Geruchsstoffen, angegeben in GE_E/m^3 , ermittelt werden kann. Dieses sogenannte "Geruchsstoffemissionspotenzial GEP" hat formal dieselbe Größe wie die Geruchsstoffkonzentration einer Abluft, bezieht sich jedoch nicht auf Luft, sondern auf Flüssigkeiten. Mithilfe des GEP, welches eine dem BSB_5 vergleichbare Wirkgröße und insoweit streng genommen auch nicht bilanzierbar ist, können die **geruchsrelevanten Flüssigkeitsströme** innerhalb einer Anlage identifiziert werden. Während normales kommunales Abwasser ein GEP von 1.000 bis 20.000 GE_E/m^3 aufweist, können beispielsweise im Zentrat einer Rohschlammmentwässerung Werte bis über 10.000.000 GE_E/m^3 gemessen werden. Selbst wenn also das Zentrat nur 1% bis 2% des gesamten Abwasserflusses ausmacht, wird sofort deutlich, welcher Flüssigkeitsstrom der kritischere ist. Dieses Messverfahren ist insbesondere bei Maßnahmen in der Kanalisation von großer Bedeutung.

Messtechnisch lassen sich also auf einer Kläranlage drei verschiedene Emissions-Messergebnisse gewinnen:

- Emissionen aus aktiver Quelle und Volumenquelle:
gemessen werden die Emissionskonzentration in GE_E/m^3 und der emittierte Volumenstrom (näheres zu Volumenquellen siehe VDI-Richtlinie 3880) in m^3/h ; das Produkt ist der gesamte Emissionsmassenstrom dieser Quelle.
- Emissionen aus passiven Flächenquellen:
gemessen wird die flächenspezifische Emission in $\text{GE}_E/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ und die gesamte emittierende Fläche; das Produkt ist der gesamte Emissionsmassenstrom dieser Quelle.
- GEP:
Die Messung des GEP lässt sich nicht direkt zur Bestimmung von Geruchsemissionen heranziehen, sondern dient der Identifikation relevanter Flüssigkeitsströme. Dennoch erlaubt das GEP es, problematische Stoffströme zu finden.

In allen hier aufgeführten Fällen ist also eine sensorische Geruchsmessung erforderlich. In Sonderfällen kann zusätzlich auch chemisch-analytisch gemessen werden, wie bereits erwähnt.

Nicht in jedem Fall wird ein Messprogramm notwendig sein. Bei weniger kritischen Fällen und ausreichender Expertise lässt bereits eine Begehung die kritischen Stellen einer Anlage offenbar werden.

3.3 Hinweise zu Gegenmassnahmen

3.3.1 Übersicht

Bei der Frage, welche Gegenmaßnahmen möglich sind kann grundsätzlich unterschieden werden zwischen der **Ursachenbekämpfung** und Maßnahmen zur **Symptombekämpfung**.

Da die Maßnahmen zur Symptombekämpfung zahlreicher sind, seien diese zunächst angesprochen. Sie lassen sich einteilen in Maßnahmen zur

- Immissionsminderung und zur
- Emissionsminderung.

Zu den Maßnahmen zur **Immissionsminderung** zählen:

- Minderung am Immissionsort: im Gegensatz beispielsweise zu Fluglärm, der sich durch Schallschutzfenster am Immissionsort bekämpfen lässt, existiert für das Phänomen Gerüche hier keine Lösung
- Modifikation der Transmissionsbedingungen: Mauern oder Wälle helfen gar nichts, Bäume unter physikalischen Aspekten nur sehr wenig (Absorption); Bäume sind jedoch aus psychologischen Gründen eine außerordentlich empfehlenswerte Maßnahme nach dem Motto: was man nicht sieht, das riecht man auch nicht.

Die mit großem Abstand wichtigste Modifikation der Transmissionsbedingungen besteht darin, einen ausreichenden Abstand zwischen der Anlage und einem möglicherweise belasteten Gebiet zu halten, also eine richtige Wahl des Standortes und einen Kampf darum, den Abstand nicht weiter verringern zu lassen, beispielsweise durch Neubaugebiete.

- Modifikation der Emissionsbedingungen: dies bedeutet die klassische Maßnahme der Errichtung von Abluftkaminen. Zwar wird hierbei die Emissionsfracht selbst nicht verringert, jedoch wird durch die Veränderung der Emissionsbedingungen die Immissionsbelastung zum Teil deutlich reduziert.

Zu den Maßnahmen zur **Emissionsminderung** zählen:

- Kapseln des emittierenden Bauteils: diese Maßnahme ist an vielen Stellen verbreitet. Die Bandbreite reicht von einer kleinräumigen Abdeckung, zum Beispiel eines Rechengutcontainers, über eine engräumige Abdeckung,

beispielsweise eines belüfteten Sandfangs, bis hin zur Einhausung ganzer Anlagenteile.

In solchen Fällen sind verschiedene Randbedingungen zu beachten, und meist wird die Abluft aus der Kapselung abzusaugen und mit in aller Regel auch zu behandeln sein. Zu beiden Aspekten siehe die Ausführungen weiter unten.

- Sogenannte „einfache Maßnahmen zur Vermeidung oder Verminderung des Geruchsstoffemissions-Vorgangs“:
 - Verringerung der Turbulenz:
 - durch Vermeiden von Abstürzen (z.B. Befüll-Leitung des Schlammteiches nicht 2 m über der - schützenden - Schlammdecke enden lassen, sondern unter den Schlamm Spiegel führen);
 - durch Einstau der Überfallrinnen insbesondere bei der Vorklärung durch Einbau von Leitblechen statt freiem Absturz;
 - durch Verringerung der eingeblasenen Luftmenge (bei druckbelüfteten Bauteilen wie belüftetem Sandfang und druckbelüfteter Belebung; nur, soweit deren Funktion dadurch nicht beeinträchtigt wird)
 - Verkleinerung der emittierenden Oberflächen:
 - durch Sauberkeit - einige m³ Frischschlamm auf der Betriebsstraße im Sommer einige Stunden ausgebreitet können drastische Beschwerden zur Folge haben;
 - durch häufigeres Abfahren von Reststoffen statt Anhäufung voller Container auf dem Anlagengelände;
 - durch Grobentschlammung statt Vorklärung;
 - durch tiefere Becken
 - Verfahrensänderung:
 - durch Eintrag von kritischen Stoffen direkt in den Faulbehälter;
 - durch Verzicht auf bestimmte Betriebsabläufe an kritischen Tagen (Wind zur Bebauung), soweit möglich
 - durch Einsatz der Reinsauerstoffbegasung – dies wird in den seltensten Fällen ein aus Gründen der Geruchsminimierung erfolgen, ist jedoch eine durchaus effiziente Maßnahme.

Nur solche Maßnahmen zur Emissionsminderung, die der Vermeidung oder Verminderung der Geruchsstoff-**Entstehung** dienen, stellen eine echte Ursachenbekämpfung dar. Allerdings ist die Abgrenzung zu den vorstehend genannten einfachen Maßnahmen oft nicht ganz scharf, sodass manche Stichpunkte doppelt erscheinen mögen. Zudem ist das gesamte Minderungspotenzial nicht so

umfassend, wie die denkbare Maßnahmenpalette zunächst erscheinen lässt, weshalb die Maßnahmen zur Symptombekämpfung einen so breiten Raum einnehmen.

3.3.2 Generelle Hinweise

Im Übrigen gibt es keine in jedem Fall wirksamen Patentrezepte; es gibt jedoch viele generelle Hinweise, die in fast jedem Fall mehr oder minder einschlägig sind wie zum Beispiel

- Maßnahmen im Kanal bis hin zu Chemikalienzugabe, wobei die Indirekteinleiterproblematik nicht übersehen werden darf,
- Frischhalten des Abwassers
- beschleunigtes Behandeln aller kritischen Stoffe (Reststoffe)
- optimierte Verfahrenstechnik (Rechengut- und Sandfanggutwäsche, Containergrößen richtig wählen, Vorklärung in Grobentschlammung umwidmen, Umstellen auf emissionsarme Verfahren wie Reinsauerstoffbegasung, Umstellung auf bessere Belüfter, Belüftungsleistung besser anpassen an die Notwendigkeiten, Prozessführung optimieren, Fäkalschlammannahme umorganisieren, Schlammkonditionierungsverfahren optimieren, Fällmittel wechseln, Zugabeorte für Prozesswässer optimieren, Zeitabläufe umordnen etc.)
- Störfallwahrscheinlichkeit senken, denn Störfälle haben oft auch verstärkte Geruchsemissionen zur Folge. Entsprechende vorbeugende Instandhaltung einerseits sowie Minimierung der Ausfallzeiten durch entsprechende Maßnahmen andererseits sind notwendig

Wenn Anlagenteile **gekapselt** werden, so sind vor allen Dingen drei Aspekte zu beachten:

- Ex-Schutz, und zwar sowohl gegen elektrischen als auch mechanischen Funkenflug
- Korrosionserscheinungen, wegen der zumeist feuchten Atmosphäre innerhalb der Kapselung kann es, insbesondere bei Anwesenheit von H_2S , zu massiven Korrosionsschäden kommen;
- Art und Umfang einer in den meisten Fällen wahrscheinlich notwendigen Abluftabsaugung und -behandlung

3.3.3 Abluftbehandlung

Zur **Abluftbehandlung** stehen drei verschiedenen Verfahrensprinzipien mit jeweils verschiedenen Verfahrensausprägungen zur Verfügung:

- Chemisch:
 - Chemischer Wäscher ein-, zwei-, drei oder vierstufig, ausgeführt als Kreuzstrom (siehe Abbildung 9), Venturi, Verrieselungswäscher.
 - Verbrennung (katalytisch oder) thermisch
 - Ozonisierung (Ionisation) im Haupt- oder Teilstrom

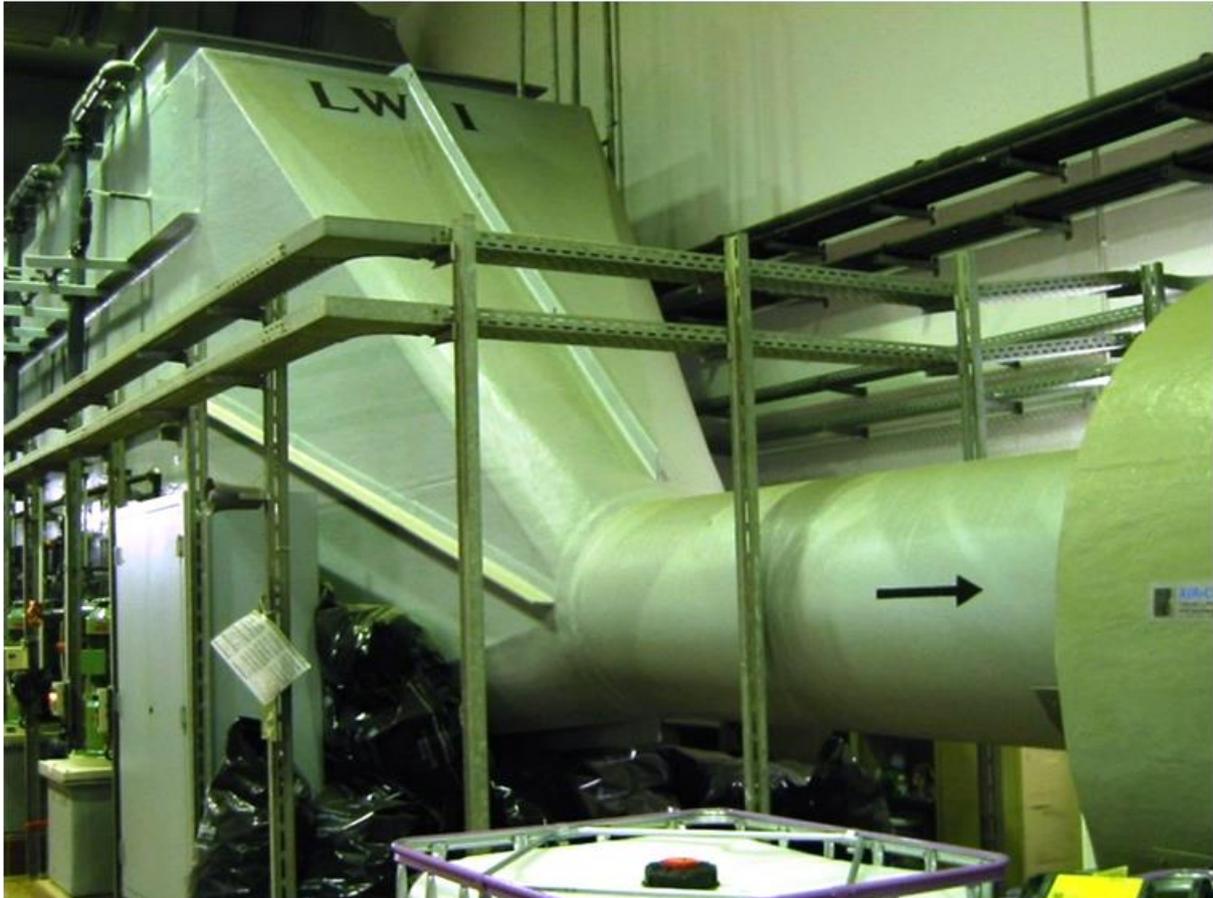


Abbildung 9: Chemischer Abluftwäscher, Kreuzstrom, Kläranlage Bonn

- Physikalisch:
 - Aktivkohlefilter
- Biologisch:
 - Einblasen in ein Belebungsbecken als einfachste Maßnahme bei vorhandenem Belebungsbecken, siehe Bowker et al. (2001)
 - Biowäscher in verschiedenen Bauformen und unterschiedlicher Anordnung des biologischen Reaktionsraumes: Hauptstrom oder separater Behälter, in Deutschland unüblich, aber im Ausland zu finden.
 - Biofilter als verbreitetste Maßnahme – auch gefördert durch die GIRL – mit verschiedenen Füllmaterialien, siehe Abbildung 10. Biofilter sind **immer** mit einer **Luftvorbefeuchtung** zu versehen, die ggfs. auch als chemischer Wäscher betrieben werden kann.



Abbildung 10: Biofilter Kläranlage Frankfurt-Nierderrad – 2 Einheiten, zu Testzwecken mit unterschiedlichen Filtermaterialien gefüllt

In Deutschland sind Biofilter das am häufigsten eingesetzte Verfahren. Sie eignen sich auch für kleine Abluftvolumenströme. Aber es wird weiter zu prüfen sein, ob nicht auch andere – biologische oder sonstige – Verfahren Biofiltern bezüglich der Bewertung nach GIRL gleichgestellt werden müssten.

In Zukunft sollten vermehrt auch mehrstufige Verfahren, insbesondere die Kombination Chemischer Wäscher/Biofilter, in Betracht gezogen werden, siehe Franke (2011).

Dies gilt insbesondere dann, wenn es durch ein geschicktes **Gesamtabsaugkonzept**, siehe Abbildung 11, gelingt, statt einer großen Menge mittelstark verunreinigter Abluft charakteristische Abluftströme zu erzeugen, nämlich kleine, hochkonzentrierte Abluftströme, die dann effektiv und dennoch vergleichsweise kostengünstig gereinigt werden können, und große Mengen an Abluft, die u.U. gar nicht oder nur mit geringen Anforderungen zu reinigen sind oder über Kamin abgegeben werden können.

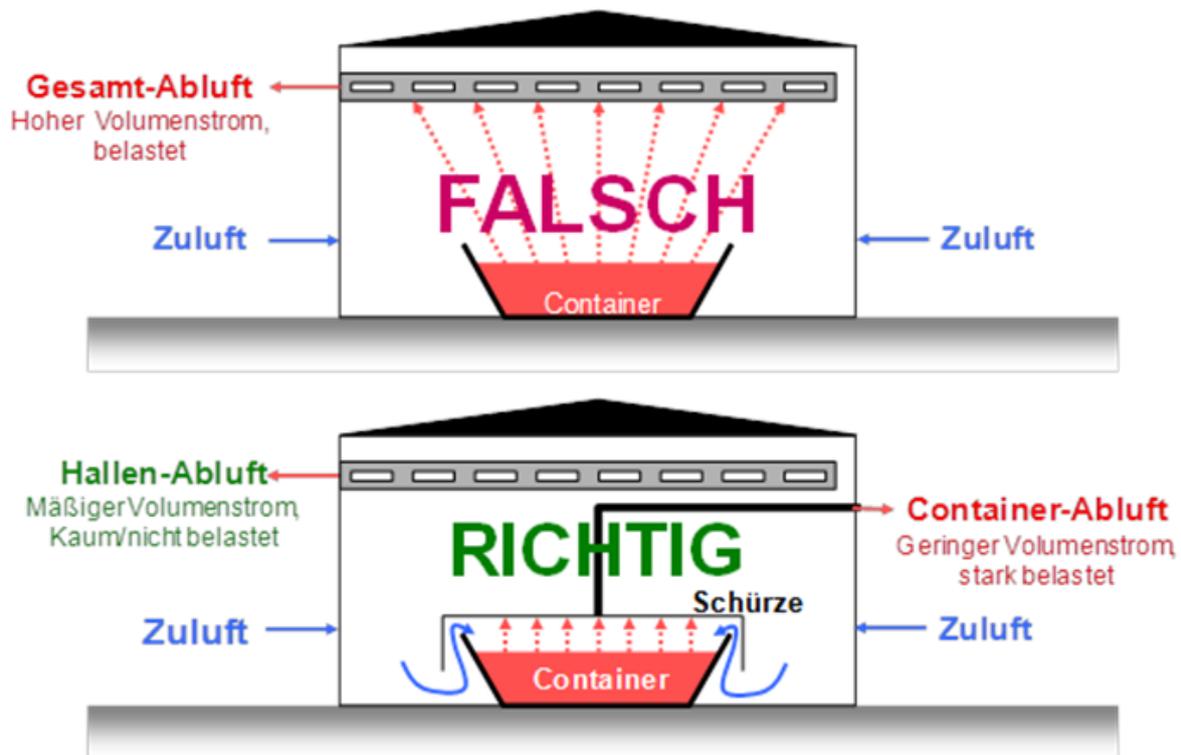


Abbildung 11: Prinzip der geschichteten Abluftabsaugung

3.4 Abschließende Hinweise

Abschließend noch einige Kommentare zu verbreitet existierenden Problemen bzw. Missverständnisse im Zusammenhang mit Geruchsemissionen, siehe auch Frechen (2016)

Insbesondere bei der Prognose neuer Anlagen, die zur Beurteilung der Genehmigungsfähigkeit erforderlich ist, werden die nur schwach emittierenden großen Flächenquellen oft **rechnerisch überbewertet**.

Dies liegt daran, dass in die Ausbreitungsrechnung ausschließlich die Emissions**fracht** eingeht, unabhängig von der Emissions**konzentration**. Für die Frage der Zulässigkeit einer Immission gemäß GIRL ist jedoch die Immissions**konzentration** entscheidend.

Je nachdem, ob dieselbe Emissionsfracht aus einer großen Emissionskonzentration und einem geringen Volumenstrom oder umgekehrt gebildet wird, kann theoretisch sogar der Fall auftreten, dass im Immissionsbereich höhere Immissionskonzentrationen berechnet werden als an der Quelle emittiert werden. Dieses Problem ist den zuständigen Arbeitsgruppen zwar bewusst, bisher aber noch ungelöst.

Für die planerische Praxis bei Kläranlagen bedeutet dies, dass – bei gleicher Emissionsfracht – die **Quellen mit hohen Emissionskonzentrationen und geringem**

Luftvolumenstrom deutlich **relevanter** sind als Quellen mit geringen Emissionskonzentrationen und hohem Luftvolumenstrom bzw. großer Oberfläche wie zum Beispiel Belebungsbecken, Nachklärbecken, Schlammräger etc..

Aber auch bei bestehenden Anlagen folgt aus diesem Umstand, dass bei der Erforschung der eigentlichen Quellen innerhalb einer Anlage gerade den „kleinen Stinker“ größte Aufmerksamkeit zu schenken ist.

4 Literatur

ATV-DWK-M 154 (2003)

Geruchsemissionen aus Entwässerungssystemen – Vermeidung oder Verminderung
Merkblatt ATV-DVWK-M 154, Oktober 2003

Neufassung Teil 1 bereits erschienen, siehe DWA-M 154 (2019)

Bowker, R.P.G. and Burgess, J.E. (2001)

Activated sludge diffusion as an odor control technique.

in Stuetz, R.; Frechen, F.-B. (Hrsg.): Odours in Wastewater Treatment -
Measurement, Modelling and Control

IWA Publishing, London, 2001, ISBN 1 900222 46 9

DIN EN 13725 (2003)

Luftbeschaffenheit – Bestimmung der Geruchsstoffkonzentration mit dynamischer
Olfaktometrie

Juli 2003

DIN EN 16841-1 (2016)

Außenluft – Bestimmung von Geruchsstoffemissionen durch Begehungen

Teil 1: Rastermessung

VDI/DIN-Handbuches Reinhaltung der Luft, Band 1A. März 2017

DIN EN 16841-2 (2016)

Außenluft – Bestimmung von Geruchsstoffemissionen durch Begehungen

Teil 1: Fahnenmessung

VDI/DIN-Handbuches Reinhaltung der Luft, Band 1A. März 2017

DWA-M 154-1 (2019)

Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen – Teil 1: Grundlagen

November 2019; ISBN 978-3-88721-891-1

Franke, W. (2011)

Biofilter als Bestandteil kombinierter Abluftbehandlungsverfahren in der
Abwasserwirtschaft

Wasser - Abwasser - Umwelt. Schriftenreihe des Fachgebiets

Siedlungswasserwirtschaft, Band 32. Hrsg. F.-B. Frechen. Kassel University Press.

2011. print:ISBN 978-3-86219-170-3 ebook:ISBN 978-3-86219-171-0

Frechen (2015)

Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen; Grundlagen und Meßtechnik.

in: Wiener Mitteilungen, 2015, Band 237, S. 39 bis 64,

ISBN 978-3-85234-131-6, ISSN 0279-5349

Frechen (2016)

Geruch: Modellierung vs. Geruchswahrnehmung - Probleme und Inkonsistenzen eines Bewertungssystems

Fachtagung Emissionsbeurteilung Landwirtschaft.

Raumberg-Gumpenstein, Irnding/Österreich, 15. März 2016

Nur Vortrag; zu finden in: <https://my.hidrive.com/share/3jsb2c-.qq>

Frechen (2019)

Elektronische Nase: Entwicklung eines Modells zur Aufbereitung der Sensordaten
Fachtagung Odor Vision 2019, HSR Hochschule für Technik Rapperswil,
14.06.2019

Nur Vortrag; zu finden in: <https://my.hidrive.com/share/3jsb2c-.qq>

GIRL (2008)

Feststellung und Beurteilung von Geruchsimmissionen (Geruchsimmissions-Richtlinie – GIRL –) i.d.F. vom 29.Februar 2008 mit Begründung und Auslegungshinweisen in der Fassung vom 29.Februar 2008 und einer Ergänzung vom 10. September 2008, Düsseldorf, Ministerium für Umwelt, Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz

Sucker, K.; Both, R.; Bischoff, M.; Guski, R.; Winneke, G. (2008)

Odor frequency and odor annoyance. Part I: assessment of frequency, intensity and hedonic tone of environmental odors in the field.

Int Arch Occup Environ Health 81, 671–682 (2008).

<https://doi.org/10.1007/s00420-007-0259-z>

Sucker, K.; Both, R.; Bischoff, M.; Guski, R.; Krämer, U.; Winneke, G. (2008)

Odor frequency and odor annoyance Part II: dose–response associations and their modification by hedonic tone. Int Arch Occup Environ Health 81, 683–694 (2008).

<https://doi.org/10.1007/s00420-007-0262-4>

ÖAWV-TU Wien Fachseminar (2015)

Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen.

Wiener Mitteilungen, 2015, Band 237

ISBN 978-3-85234-131-6, ISSN 0279-5349

VDI 3880 (2011)

Olfaktometrie – Statische Probenahme

VDI/DIN-Handbuch Reinhaltung der Luft, Band 1 a. ICS 13.040.01. Oktober 2011

VDI 3883 Blatt 1 (2015)

Wirkung und Bewertung von Gerüchen; Erfassung der Geruchsbelästigung;
Fragebogentechnik

September 2015

VDI 3883 Blatt 2 (1993-03)

Wirkung und Bewertung von Gerüchen; Ermittlung von Belästigungsparametern durch Befragungen; Wiederholte Kurzbefragung von ortsansässigen Probanden
März 1993

VDI 3883 Blatt 3 (2014)

Wirkung und Bewertung von Gerüchen; Konfliktmanagement im Immissionsschutz;
Grundlagen und Anwendung am Beispiel von Gerüchen

Juni 2014

VDI 3885 Blatt 1 (2017)

Olfaktometrie – Messung des Geruchsstoffemissionspotenzials von Flüssigkeiten
Juni 2017

VDI/DIN-Handbuch Reinhaltung der Luft, Band 1a: Maximale Immissions-Werte

Winneke, Gerhard; Harkort, W.; Ratzki, E.; Steinheider, Brigitte (1990)

Zusammenhänge zwischen Geruchshäufigkeit und Belästigungsgrad.
Schriftenreihe der VDI-Kommission Reinhaltung der Luft. 12. 63-75.

Korrespondenz an:

Prof. Dr.-Ing. Franz-Bernd Frechen

Weg in der Aue 36

34128 Kassel

Deutschland

Tel.: +49-172-6504683

Mail: frechen@uni-kassel.de

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Eine von den Wasserbauinstituten an der Technischen Universität Wien, den Instituten für Wasserwirtschaft der Universität für Bodenkultur und dem Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr		Preis €
1	Das Wasser (1968) Kresser W.	vergriffen
2	Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968) Breiner, H.	vergriffen
3	Abwasserreinigung - Grundkurs (1969) von der Emde, W.	vergriffen
4	Abwasserreinigungsanlagen - Entwurf-Bau-Betrieb (1969) 4. ÖWWV-Seminar, Raach 1969	vergriffen
5	Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970) 5. ÖWWV-Seminar, Raach 1970	vergriffen
6	Industrieabwässer (1971) 6. ÖWWV-Seminar, Raach 1971	vergriffen
7	Wasser- und Abfallwirtschaft (1972) 7. ÖWWV-Seminar, Raach 1972	vergriffen
8	Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972) Schmidt, F.	vergriffen
9	Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972) Pruzinsky, W. Über die Auswertung von Abflußmengen auf elektronischen Rechenanlagen Doleisch, M.:	18
10	1. Hydrologie-Fortbildungskurs (1972)	vergriffen

Band Nr		Preis €
11	Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972) Gutknecht, D.	vergriffen
12	Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973) 8. ÖWWV-Seminar, Raach 1973	vergriffen
13	Zellstoffabwässer-Anfall und Reinigung (1972) von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.	vergriffen
14	Abfluß - Geschiebe (1973) 2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973	vergriffen
15	Neue Entwicklung in der Abwassertechnik (1973) 9. ÖWWV-Seminar, Raach 1974	vergriffen
16	Praktikum der Kläranlagentechnik (1974) von der Emde W.	vergriffen
17	Stabilitätsuntersuchung von Abflußprofilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974) Behr, O.:	18
18	Hydrologische Grundlagen zur Speicherbemessung (1975) 3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975	vergriffen
19	Vorhersagen in der Wasserwirtschaft (1976) 1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976	10
20	Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976) 11. ÖWWV-Seminar, Raach 1976	vergriffen
21	Zur Theorie und Praxis der Speicherwirtschaft (1977) 2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977	22
22	Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977) 12. ÖWWV-Seminar, Raach 1977	vergriffen
23	Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977) Baron W., Heindl W., Behr O., Reitinger J.	vergriffen
24	Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Molkerei (1978) Begert A.	vergriffen
25	Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabriksabwasser (1978) Kroiss H.	vergriffen

Band Nr		Preis €
26	Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978) Gutknecht D.	vergriffen
27	Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978) 13. ÖWWV-Seminar, Raach 1978	vergriffen
28	Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979) 14. ÖWWV-Seminar, Raach 1979	vergriffen
29	Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979) Frischerz H.	vergriffen
30	Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (1979) o. Univ.-Prof. DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag	vergriffen
31	Grundwasserströmungsverhältnisse bei Horizontalfilterrohrbrunnen (1980) Schügerl W.	vergriffen
32	Grundwasserwirtschaft (1980) 3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980	25
33	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)	vergriffen
34	Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980) 15. ÖWWV-Seminar, Raach 1980	vergriffen
35	Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980) Usrael G.	vergriffen
36	Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980) Flögl W.	vergriffen
37	Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus Tierkörperverwertungsanstalten (1980) Ruider E.	vergriffen
38	Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981) Schiller, G.:	vergriffen
39	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1981) Teil 2	vergriffen

Band Nr		Preis €
40	Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981) 16. ÖWWV-Seminar, Raach 1981	vergriffen
41	Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981) ÖWWV-Fortbildungskurs 1981	29
42	Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981) Kirnbauer R.	22
43	Wissenschaftliche Arbeiten, Zeitraum 1977 bis 1981 (1981)	25
44	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1981) Teil 3	25
45	Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982) ÖWWV-Fortbildungskurs 1982	29
46	Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982) Stalzer W.	vergriffen
47	Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen, Erfahrungen und Probleme (1982) 17. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1982	vergriffen
48	Kleinwasserkraftwerke - Notwendigkeit und Bedeutung (1982) Flußstudien: Schwarza, kleine Ybbs, Saalach	vergriffen
49	Beiträge zur Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft (1982) o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. v.d. Emde zum 60. Geburtstag	vergriffen
50	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1982) Teil 4	vergriffen
51	Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983) 18. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1983	vergriffen
52	Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1983	vergriffen
53	Planung und Betrieb von Regentlastungsanlagen (1984) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1984	vergriffen

Band Nr		Preis €
54	Sonderabfall und Gewässerschutz (1984) 19. ÖWWV-Seminar, Gmunden 1984	vergriffen
55	Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)	26
56	Blähschlamm beim Belebungsverfahren (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
57	Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
58	Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985) 20. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1985	vergriffen
59	Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985) Pelikan B.	23
60	Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)	16
61	Gewässerschutz im Wandel der Zeit Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985) Fleckseder, H.	vergriffen
62	Anaerobe Abwasserreinigung (1985) Kroiss H.	vergriffen
63	Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985) Begert A.	vergriffen
64	Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	vergriffen
65	Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwässer (1986) 21. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1986	vergriffen
66	Ausspracheseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	29
67	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)	vergriffen
68	Zur mathematischen Modellierung der Abfluestehung an Hängen (1986) Schmid B.H.	22

Band Nr		Preis €
69	Nitrifikation - Denitrifikation (1987) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1987	vergriffen
70	Flußbau und Fischerei (1987)	vergriffen
71	Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987) 22. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1987	vergriffen
72	Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987) Wurzer E.	vergriffen
73	Anaerobe Abwasserreinigung Grundlagen und großtechnische Erfahrung (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
74	Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum aus historischer Sicht (1988)	22
75	Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst und Wasserwirtschaft (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
76	Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988) 23. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1988	vergriffen
77	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)	vergriffen
78	Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988) Nachtnebel, H.P.	25
79	Hydraulik offener Gerinne (1989) Symposium, 1989	vergriffen
80	Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung im Gießgang Greifenstein (1988) Jungwirth M., Schmutz S.	vergriffen
81	Biologische Abwasserreinigung (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien	vergriffen
82	Klärschlamm Entsorgung (1989) 24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989	vergriffen
83	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990) 2. Symposium	18

Band Nr		Preis €
84	Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	29
85	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I (1989) Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W.	18
86	Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989) Summer W.	25
87	Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990) 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	Revitalisierung von Fließgewässern (1990) Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	vergriffen
89	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1990) Teil 9	vergriffen
90	A Study on Kinematic Cascades (1990) Schmid B.H.	18
91	Snowmelt Simulation in Rugged Terrain - The Gap Between Point and Catchment Scale Approaches (1990) Blöschl G.	18
92	Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990) Blaschke A.P.	nicht erschienen
93	Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme (1990) Fürst J.	18
94	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall; Projekt-Abschnitt 1990 (1990) Frischherz H., Benes E., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W.	18
95	Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991) Svardal K.	22
96	EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	29
97	Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	25

Band Nr		Preis €
98	Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991) 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	36
99	Geruchsemissionen aus Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	22
100	Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992) ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	vergriffen
101	Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern (1992) Pelikan B.	18
102	Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992) Behr O.	i.V.
103	Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992) 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	36
104	Virus Contamination of the Environment (1992) Methods and Control	vergriffen
105	Fließgewässer und ihre Ökologie (1993) ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	22
106	Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche (1992) Mader H.	22
107	Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
108	Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
109	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1994) Teil 10 - Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V.
110	Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993) ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien	36
111	Wasserreserven in Österreich - Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993) 28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993	vergriffen

Band Nr	Preis €
112	Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control (1993) 18
113	Wasserkraft () O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anlässlich seiner Emeritierung vergriffen
114	Klärwärter-Grundkurs (1994) 2. Auflage 1994 vergriffen
115	Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim Sulfatverfahren (1994) Urban W. ISBN 3-85234-001-2 22
116	Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen für den Gewässerschutz (1994) ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien ISBN 3-85234-002-0 25
117	Abwasserreinigungskonzepte - Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995) ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien ISBN 3-85234-003-9 25
118	3 Jahre WRG-Novelle (1994) 29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994 ISBN 3-85234-004-7 19
119	Landeskulturelle Wasserwirtschaft (1994) anlässlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg vergriffen
120	Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven (1994) Beiträge zur Tagung an der BOKU 1994 ISBN 3-85234-010-1 32
121	Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996) ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien ISBN 3-85234-011-X 29
122	Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer (1994) Kupfersberger H. 18
123	Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes (1994) Holzmann, H. 22

Band Nr	Preis €
124 Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte (1995) ÖWAV-Seminar, BOKU Wien ISBN 3-85234-014-4	22
125 Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-015-2	32
126 Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995) 30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995 ISBN 3-85234-016-0	29
127 Alte und neue Summenparameter (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-017-9	29
128 Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (deutsch oder englisch) (1995) 4. Symposium Univ.Prof.Dr. R. Walter ISBN 3-85234-019-5	0
129 Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996) ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien ISBN 3-85234-020-9	vergriffen
130 Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996) 31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996 ISBN 3-85234-021-7	36
131 Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996) ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien ISBN 3-85234-022-5	29
132 Scale and Scaling in Hydrology (1996) Blöschl G. ISBN 3-85234-023-3	vergriffen
133 Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1996) Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes ISBN 3-85234-024-0	12

-
- | | | |
|------------|---|------|
| 134 | Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen (1996)
Frey W.
ISBN 3-85234-025-X | 22 |
| 135 | Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß (1996)
Nowak O.
ISBN 3-85234-026-8 | 36 |
| 136 | 1. Wassertechnisches Seminar (1996)
Nebenprodukte von Desinfektion und Oxidation bei der Trinkwasseraufbereitung
ISBN 3-85234-027-6 | i.V. |
| 137 | Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997)
ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien
ISBN 3-85234-028-4 | 32 |
| 138 | Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung (1997)
Schweighofer P.
ISBN 3-85234-029-2 | 25 |
| 139 | Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung (1997)
Prendl L.
ISBN 3-85234-030-6 | 22 |
| 140 | Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches (1997)
Franz A.
ISBN 3-85234-031-4 | 25 |
| 141 | Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1997)
ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien
ISBN 3-85234-032-2 | 36 |
| 142 | Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1997)
Abfallwirtschaft und Altlastensanierung morgen
ISBN 3-85234-033-0 | 18 |
| 143 | Abwasserbeseitigung und Wasserversorgung in Wien (1997)
Eine ökonomische Beurteilung der Einnahmen, Ausgaben und Kosten
Kosz M.
ISBN 3-85234-034-9 | 22 |

Band Nr	Preis €
144 Raum-Zeitliche Variabilitäten im Geschiebehaushalt und dessen Beeinflussung am Beispiel der Drau (1997) Habersack H. ISBN 3-85234-035-7	29
145 Fortbildungskurs: Biologische Abwasserreinigung (1998) ÖWAV - Seminar 1998, TU-Wien ISBN 3-85234-036-5	40
146 2. Wassertechnisches Seminar (1998) Desinfektion in der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-037-3	i.V.
147 Eigenüberwachung und Fremdüberwachung bei Kläranlagen (1998) 32. ÖWAV-Seminar , Linz 1998 ISBN 3-85234-038-1	36
148 Grundwasserdynamik (1998) ISBN 3-85234-039-C	36
149 Die Tradition in der Kulturtechnik (1998) Kastanek F. Simulationsanwendung bei der Störung durch poröses Medium (1998) Loiskandl W. ISBN 3-85234-040-4	22
150 Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und der Schneeschmelze auf Karstquellen (1998) Steinkellner M. ISBN 3-85234-041-1	36
151 Experiences with soil erosion models (1998) ISBN 3-85234-042-X	29
152 Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen (1998) Dornhofer K. ISBN 3-85234-043-8	25
153 Hormonell aktive Substanzen in der Umwelt (1998) ÖWAV / UBA Seminar 1998, BOKU Wien ISBN 3-58234-044-6	vergriffen
154 Erfassung, Bewertung und Sanierung von Kanalisationen (1998) ÖWAV Seminar 1999, BOKU Wien ISBN 3-8523-045-4	29

Band Nr		Preis €
155	Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum (1999) ÖWAV - Seminar 1999, TU-Wien ISBN 3-85234-046-2	32
156	Der spektrale Absorptionskoeffizient zur Bestimmung der organischen Abwasserbelastung (1999) UV-Seminar 1998, Duisburg ISBN 3-85234-047-0	22
157	Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers (1999) Zessner M. ISBN 3-85234-048-9	25
158	Entwicklung einer Methode zur Bewertung von Stoffbilanzen in der Abfallwirtschaft (1999) Rechberger H. ISBN 3-85234-049-7	vergriffen
159	Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Abwasseranlagen und deren Evaluierung (2000) ÖWAV – Seminar 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-050-0	22
160	Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Hydrologie alpiner Einzugsgebiete (2000) Hebenstreit K. ISBN 3-85234-051-9	25
161	Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft (2000) Präsentation eines Forschungsprojektes ÖWAV – Seminar 2000, BOKU – Wien ISBN 3-85234-052-7	vergriffen
162	Sickerwasser und Oberflächenabdichtung auf Reaktordeponien (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Wirtschaftskammer Wien ISBN 3-85234-053-5	25
163	Abfall- und Abwasserentsorgung in kleinen Verhältnissen (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Ottenstein ISBN 3-85234-054-3	25
164	Niederschlag-Abfluss-Modellierung – Simulation und Prognose (2000) ÖWAV-Seminar 2000, TU Wien ISBN 3-85234-055-1	i.V.

Band Nr	Preis €
165 Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz (2000) Habersack, H. / Mayr, P. / Girlinger, R. / Schneglberger, St. ISBN 3-85234-056-x	25
166 Anpassung von Kläranlagen – Planung und Betrieb (2001) ÖWAV-Seminar 2001, TU Wien ISBN 3-85234-057-8	40
167 Bepflanzte Bodenfilter zur weitergehenden Reinigung von Oberflächenwasser und Kläranlagenabläufen (2001) Laber J. ISBN 3-85234-058-6	25
168 Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung (2001) ÖWAV-Seminar 2001, BOKU Wien. ISBN 3-85234-059-4	29
169 Development of a Simulation Tool for Subsurface Flow Constructed Wetlands (Entwicklung eines Simulationsmodells für bepflanzte Bodenfilter) (2001) Langergraber G. ISBN 3-85234-060-8	25
170 Simulation von Niederschlagszeitreihen mittels stochastischer Prozess-modelle unter Berücksichtigung der Skaleninvarianz (2001) Bogner ISBN 3-85234-061-6	i.V.
171 Sewage Sludge Disposal – Sustainable and/or Reliable Solutions (2001) ÖWAV / EWA Workshop 2001, TU-Wien ISBN 3-85234-062-4	25
172 Stickstoffentfernung mit Biofiltern (2002) Nikolavcic B. ISBN 3-85234-063-2	30
173 Anaerobe Abwasserreinigung: Beeinflussende Faktoren der Versäuerung eines Zitronensäurefabrikabwassers (2002) Moser D. ISBN 3-85234-064-0	20
174 Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation (2002) Fenz R. ISBN 3-85234-065-9	25
175 Wechselwirkung von physikalischen, chemischen und biotischen Prozessen in aquatischen Systemen (2002) Kreuzinger N. ISBN 3-85234-066-7	i.V.

Band Nr	Preis €
176 Benchmarking in der Abwasserentsorgung (2002) ÖWAV Workshop Februar 2002, TU-Wien ISBN 3-85234-067-5	30
177 Klärschlamm (2002) Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung / Entsorgung ab 2004 ÖWAV Seminar April 2002, Wirtschaftskammer Österreich Schlammbehandlung und Entsorgung ÖWAV / TU – Workshop September 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-068-3	30
178 Arzneimittel in der aquatischen Umwelt (2002) ÖWAV Seminar 2002, BOKU Wien ISBN 3-58234-069-1	30
179 Untersuchungen zur Entfernung natürlicher radioaktiver Stoffe aus Trinkwasser und Überblick zu deren Verbreitung in Österreich (2002) Staubmann, K. ISBN 3-85234-070-5	25
180 Zum Fließwiderstandsverhalten flexibler Vegetation (2002) Stephan, U. ISBN 3-85234-071-3	30
181 Understanding and Estimating Floods at the Regional Scale (2002) Merz, R. ISBN 3-85234-072-1	30
182 Kanalmanagement - Neues Schlagwort oder alte Herausforderung ? (2003) ÖWAV Seminar 2003, BOKU Wien ISBN 3-85234-073-X	30
183 Fortbildungsseminar Abwasserentsorgung (2003) ÖWAV Seminar Februar 2003, TU-Wien ISBN 3-85234-074-8	40
184 Klärschlamm (2003) ÖWAV Seminar November 2003, TU-Wien ISBN 3-85234-075-6	30
185 Nachhaltige Nutzung von Wasser (2003) Endbericht zu Modul MU11 im Rahmen des Forschungsschwerpunktes „Nachhaltige Entwicklung österreichischer Kulturlandschaften“ ISBN 3-85234-076-4	30

-
- | | | |
|------------|--|-------------------|
| 186 | Inspektion von Kanalisationen (inkl. Umsetzung ÖNORM EN 13508-2)
ÖWAV-Informationsveranstaltung 2004, BOKU Wien
ISBN 3-85234-077-2 | 30 |
| 187 | Datengewinnung, -verwaltung und -nutzung in der Wassergütewirtschaft (2004)
ÖWAV Seminar März 2004, TU-Wien
ISBN 3-85234-078-0 | 40 |
| 188 | CSB-Elimination in höchstbelasteten Belebungsstufen und ihre Auswirkung auf die Stickstoffelimination von zweistufigen Anlagen unter dem Gesichtspunkt der mathematischen Modellierung (2004)
Haider, S.
ISBN 3-85234-079-9 | 30 |
| 189 | Beitrag zum Benchmarking von Abwasserreinigungsanlagen (2004)
Lindtner, S.
ISBN 3-85234-080-2 | 25 |
| 190 | Öffentlichkeitsarbeit auf Kläranlagen (2004)
ÖWAV Seminar Juni 2004, St. Pölten
ISBN 3-85234-081-0 | 30 |
| 191 | Das Verhalten ausgewählter organischer Spurenstoffe bei der biologischen Abwasserreinigung (2004)
Clara, M.
ISBN 3-85234-082-9 | 25 |
| 192 | Chemie in der Wassergütewirtschaft (2005)
ÖWAV Seminar Februar 2005, TU Wien
ISBN 3-85234-083-7 | 45 |
| 193 | Three dimensional numerical modelling of turbulent river flow using polyhydal finite volumes (2005)
Tritthart, M.
ISBN 3-85234-084-5 | 30 |
| 194 | Abwasserentsorgung im ländlichen Raum (2005)
ÖWAV Seminar November 2005, BOKU Wien
ISBN 3-85234-085-3 | Preis auf Anfrage |
| 195 | Betriebserfahrungen moderner Kläranlagen (2006)
ÖWAV Seminar Februar 2006, TU-Wien
ISBN 3-85234-086-1 | 40 |

Band Nr	Preis €
196 Kanalmanagement 2006 – Praxisberichte und Projektergebnisse (2006) ÖWAV-Informationsveranstaltung 2006, BOKU ISBN 3-85234-087-X	30
197 Methoden der hydrologischen Regionalisierung (2006) ÖWAV-Seminar 2006, TU Wien ISBN 3-85234-088-8	30
198 Process based regionalisation of low flows (2006) Laha, G. ISBN-10 3-85234-089-6 ISBN-13 978-3-85234-089-0	30
199 Hochwasservorhersage – Erfahrungen, Entwicklungen & Realität (2006) ÖWAV-Seminar 2006, TU Wien ISBN-10 3-85234-090-X ISBN-13 978-3-85234-090-6	30
200 Scale and stream network structure in geostatistical hydrological analyses (Geostatistische hydrologische Analysen unter Berücksichtigung von Skalenaspekten und Gewässernetzstruktur) (2007) Skøien, J. O. ISBN-10 3-85234-091-8 ISBN-13 978-3-85234-091-3	i.V.
201 Der kombinierte Ansatz, das Wechselspiel zwischen Emission und Immission - Neue Herausforderungen bei Abwasserentsorgung und Gewässerschutz (2007) ÖWAV Februar Seminar 2007, TU-Wien ISBN-13 978-3-85234-093-7	45
202 Betrieb von Kläranlagen - Grundkurs Neuaufgabe 2013 ISBN-13 978-3-85234-123-1	80
203 Kanalmanagement 2007 – Unterirdische Kanalsanierung (2007) ÖWAV Infoveranstaltung 17. April 2007 an der BOKU Wien ISBN-13 978-3-85234-095-1	30
204 Leitungskataster für Trink - und Abwassernetze (2007) ÖWAV Infoveranstaltung 30. Mai 2007, Wien ISBN-13 978-3-85234-096-8	30
205 Geruchs- und Korrosionsprobleme in der Kanalisation (2007) ÖWAV-Seminar 2007, TU Wien ISBN 978-3-85234-097-5	35

Band Nr	Preis €
206 Extreme Abflussereignisse: Dokumentation – Bedeutung – Bestimmungsmethoden (2007) ÖWAV-Seminar 2007, TU Wien ISBN 978-3-85234-098-2	30
207 1. Österreichischer Kleinkläranlagentag (2007) ÖWAV-Seminar 2007, BOKU ISBN 978-3-85234-099-9	30
208 Biologische Abwasserreinigung - Aktuelle Entwicklungen (2008) ÖWAV Februar Seminar 2008, TU-Wien ISBN 978-3-85234-100-2	45
209 Kanalmanagement 2008 – Betrieb und Mischwasser (2008) ÖWAV Infoveranstaltung 27. März 2008 an der BOKU Wien ISBN 978-3-85234-101-9	30
210 2. Österreichischer Kleinkläranlagentag (2008) ÖWAV-Seminar 2008, BOKU ISBN 978-3-85234-102-6	30
211 Zur Kenntnis der Schwefelwasserstoffbildung und -vermeidung in Abwasserdruckleitungen (2008) Saračević E. ISBN 978-3-85234-103-3	30
212 Neue Herausforderungen an die Wassergütewirtschaft (2009) ÖWAV Februar Seminar 2009, TU-Wien ISBN 978-3-85234-104-0	vergriffen
213 Hochwasserentstehung in der nördlichen Grauwackenzone Beobachtung - Messung – Modellierung (2009) Endbericht für Forschungsprojekte im Zeitraum 1990 bis 2008 ISBN: 978-3-85234-105-7	30
214 Linking Land Use to Stream Pollution: Pollutant Dynamics and Management Implications (2009) Yillia, Paul T. ISBN 978-3-85234-106-4	25
215 Kanalmanagement 2009 – Hauskanäle - Von der Planung bis zur Sanierung (2009) ÖWAV-Seminar 2009, BOKU ISBN 978-3-85234-107-1	30

Band Nr	Preis €
216 Hochwässer – Bemessung, Risikoanalyse und Vorhersage (2009) ÖWAV-Seminar 2009, BOKU ISBN 978-3-85234-108-8	30
217 Einsatz der Managementmethode „Benchmarking“ in der Wasserversorgung - spezifische Aspekte der Implementierung, Anwendbarkeit und Folgewirkungen (2009) Neunteufel, R. ISBN 978-3-85234-109-5	30
218 3. Österreichischer Kleinkläranlagentag (2009) ÖWAV-Seminar 2009, BOKU ISBN 978-3-85234-110-1	30
219 Abwässer aus Gewerbe und Industrie Indirekt- und Direkteinleiter (2010) ÖWAV Februar Seminar 2010, TU-Wien ISBN 978-3-85234-111-8	vergriffen
220 Kanalmanagement 2010 – Grundlagen der Sanierungsplanung (2010) ÖWAV Seminar 1.6.2010, Wien ISBN 978-3-85234-112-5	50
221 Anwendungsbezogene Aspekte der operationellen Durchflussvorhersage (2010) Drabek, U. ISBN 978-3-85234-113-2	50
222 4. Österreichischer Kleinkläranlagentag (2010) ÖWAV Seminar 2010, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-114-9	30
223 Kanalmanagement 2011 – Pumpstationen, Mischwasserbehandlung & Vorstellung des ÖWAV-Regelblattes 42 „Unterirdische Kanalsanierung – Hauskanäle“ (2011) ÖWAV Seminar 2.2.2011, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-116-3	40
224 Monitoring auf Kläranlagen „Daten erfassen, auswerten und anwenden“ (2011) ÖWAV Februar Seminar 2011, TU-Wien ISBN 978-3-85234-117-0	50
225 Kanalmanagement 2012 – Inspektion und Generelle Sanierungsplanung von Kanalisationen (2012) ÖWAV Seminar 1.2.2012, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-118-7	40

Band Nr	Preis €
226 Standortbestimmung in der Wassergütwirtschaft (2012) ÖWAV Februar Seminar 2012, TU-Wien ISBN 978-3-85234-119-4	50
227 5. Österreichischer Kleinkläranlagentag (2012) ÖWAV Seminar 2012, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-120-0	30
228 Flussgebietsmanagement und Nährstoffe (2013) ÖWAV Februar Seminar 2013, TU-Wien ISBN 978-3-85234-121-7	vergriffen
229 Kanalmanagement 2013 – Betrieb von Kanalisationen - Präsentation des ÖWAV-Regelblattes 22 (2013) ÖWAV Seminar 9.4.2013, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-122-4	40
230 Abwasserreinigung - Werte erhalten, Effizienz steigern und Ressourcen schonen ÖWAV Februar Seminar 2014, TU-Wien ISBN 978-3-85234- 124-8	50
231 Kanalmanagement 2014 (2014) ÖWAV Seminar 24.4.2014, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-125-5	40
232 NEW: Nährstoffe – Energie – Wasser ÖWAV Februar Seminar 2015, TU-Wien ISBN 978-3-85234- 126-2	45
233 Kanalmanagement 2015 - ÖWAV-Regelblatt 22 „Betrieb von Kanalisationen“ Was bringt es Neues? (2015) ÖWAV Seminar 21.4.2015, Wien ISBN 978-3-85234-127-9	40
234 Biogasproduktion aus organischen Reststoffen aus der Lebensmittelindustrie (2015) Brooks, L. ISBN 978-3-85234-128-6	30
235 Schlammfäulung mit erhöhtem Feststoffgehalt – Chancen, Grenzen, Herausforderungen (2015) Reichel, M. ISBN 978-3-85234-129-3	30

236	Optimierung und Umsetzung des AOP-Verfahrens mit Ozon und Wasserstoffperoxid für eine kleine Einheit der Trinkwasseraufbereitung (2015) Bletterie, U. ISBN 978-3-85234-130-9	30
237	Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen ÖWAV Seminar 2015, TU-Wien ISBN 978-3-85234-131-6	30
238	Abwasserwirtschaft im ländlichen Raum ÖWAV Seminar 2015, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-133-0	30
239	Neues aus der Mess-, Steuer- und Regelungstechnik ÖWAV Seminar 2016, TU-Wien ISBN 978-3-85234- 134-7	45
240	20 Jahre Kanalmanagement (2016) ÖWAV Seminar 31.3.2016, Wien ISBN 978-3-85234-135-4	40
241	Ozonung von Kläranlagenablauf zur weitergehenden Abwasserreinigung Schaar, H. ISBN 978-3-85234-136-1	35
242	Trinkwasserversorgung – Herausforderung und Innovation Seminar Kulturtechnik und Wasserwirtschaft – Heute, BOKU Wien, 2016 ISBN 978-3-85234-137-8	40
243	Behandlung und Mitbehandlung von industriellen Abwässern ÖWAV Februar Seminar 2017, TU-Wien ISBN 978-3-85234-138-5	45
244	Trinkwasserversorgung – Wasserressourcen und Aufbereitung Seminar Wasserversorgung, BOKU Wien, 2017 ISBN 978-3-85234-139-2	40
245	Abwasserwirtschaft im ländlichen Raum ÖWAV Seminar 2017, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-140-8	40
246	Abwasser als erneuerbare Energiequelle - Potenziale, Chancen und Barrieren im österreichischen Kontext Kretschmer, Florian ISBN 978-3-85234-141-5	40

247	Aktuelle biologische Methoden und Verfahren in der Wassergütwirtschaft ÖWAV Februar Seminar 2018, TU-Wien ISBN 978-3-85234-142-2	40
248	Trinkwasserversorgung - Grundwasserschutz und Wasserspeicher Seminar Wasserversorgung, BOKU Wien, 2018 ISBN 978-3-85234-143-9	40
249	Weitergehende Abwasserreinigung ÖWAV Februar Seminar 2019, TU-Wien ISBN 978-3-85234-144-6	40
250	Trinkwasserversorgung. Aufbereitung & Netzverteilung Seminar Wasserversorgung, BOKU Wien, 2019 ISBN 978-3-85234-145-3	40
251	Abwasserwirtschaft im ländlichen Raum 2019 ÖWAV Februar Seminar 2019, BOKU Wien ISBN 978-3-85234-146-0	40
252	Kapazitätserweiterung von Kläranlagen ÖWAV Februar Seminar 2020, TU-Wien ISBN 978-3-85234-147-7	40

Die Bände sind zu beziehen bei:

www.wau.boku.ac.at/wienmit.html

Institut für Wassergüte, Ressourcenmanagement und Abfallwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien, Email: ihager@iwag.tuwien.ac.at

Band: 12, 15, 16, 20, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 53, 54, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 73, 81, 82, 84, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 105, 107, 108, 110, 114, 116, 117, 121, 125, 127, 129, 130, 134, 135, 137, 138, 139, 140, 141, 143, 145, 147, 152, 153, 155, 156, 157, 158, 159, 161, 162, 166, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 183, 184, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 195, 201, 202, 205, 208, 211, 212, 214, 219, 224, 226, 228, 230, 232, 234, 235, 236, 237, 239, 241, 243, 247, 249, 253

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/222, A-1040 Wien, Email: sekr223@hydro.tuwien.ac.at

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 90, 91, 92, 102, 122, 132, 148, 164, 180, 181, 193, 197, 198, 199, 200, 206, 213, 216, 221

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien, Email: christina.mayer@boku.ac.at

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75, 78, 86, 89, 93, 101, 106, 109, 113, 123, 144, 160, 165, 167, 169

Institut für Siedlungswasserbau, Industrierwasserwirtschaft und Gewässerschutz
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien, Email: sig-office@boku.ac.at

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87, 88, 94, 103, 112, 115, 118, 120, 124, 126, 128, 131, 133, 136, 142, 146, 150, 154, 163, 167, 168, 169, 178, 179, 182, 185, 186, 194, 196, 203, 204, 207, 209, 210, 215, 217, 218, 220, 222, 223, 225, 227, 229, 231, 233, 238, 240, 242, 244, 245, 246, 248, 250, 251

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft
der Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien, Email: dietmar.fellner@boku.ac.at

Band: 119, 149, 151, 170