

WASSER • ABWASSER • ABFALL

22

Schriftenreihe der Fachgebiete
Siedlungswasserwirtschaft
und Abfalltechnik
Universität Kassel

Wernfried Schier



Ein exemplarischer
Ansatz zur Einbindung
neuer Bemessungs-
wege und neuer
Reinigungstechnologien
bei der Ertüchtigung von
Kläranlagen

Kassel 2003

kassel
university
press

WASSER • ABWASSER • ABFALL

Schriftenreihe der Fachgebiete Siedlungswasserwirtschaft
und Abfalltechnik – Universität Kassel

ISSN 0930-5459

Herausgeber: Franz-Bernd Frechen und Arnd I. Urban, Kassel

Vertrieb: kassel university press GmbH (kup)
Diagonale 10, 34127 Kassel
www.upress.uni-kassel.de

Band 22: Ein exemplarischer Ansatz zur Einbindung neuer
Bemessungswege und neuer Reinigungstechnologien bei der
Ertüchtigung von Kläranlagen
Kassel 2003

ISBN 3-89958-039-7

Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek
Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.ddb.de> abrufbar

Dissertation am Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel

Dekan: Prof. Dr.-Ing. V. Franz
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F.-B. Frechen
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. J. Londong, Bauhaus-Universität, Weimar

Disputation: 10. Oktober 2002

Danksagung

Mein erster Dank gilt dem Leiter des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel, Herrn Prof. Dr.-Ing. Franz-Bernd Frechen, zum einen für die Entwicklung und Betreuung meiner Dissertation als Erstgutachter und zum anderen für die Förderung meiner wissenschaftlichen Tätigkeit und die vertrauensvolle Zusammenarbeit am Fachgebiet.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Jörg Londong von der Bauhaus-Universität Weimar danke ich für die Übernahme des Zweitgutachtens und für das der Arbeit entgegengebrachte fachliche und zeitliche Engagement.

Außerdem möchte ich für ihre spontane Bereitschaft zur Mitwirkung in der Prüfungskommission Herrn Prof. Dr.-Ing. Arnd I. Urban und Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Racky aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel danken.

Solch eine Arbeit ist letztendlich nicht das Werk einer Person allein. Viele helfende Hände und Köpfe haben mitgewirkt. Allen sei herzlich gedankt und einige sollen auch stellvertretend genannt werden.

Dazu gehören prinzipiell alle KollegInnen aus dem Kreis der wissenschaftlichen MitarbeiterInnen, wie z.B. Herrn Dipl.-Ing. Martin Wett und Herrn Dipl.-Ing. Markus Funke, die jederzeit für eine anregende und konstruktive Fachdiskussion (und auch für sonstige Diskussionen) zur Verfügung stehen und damit zu einem produktiven Miteinander am Fachgebiet beitragen.

Weiterhin sind zu erwähnen ein gutes Dutzend engagierter studentischer MitarbeiterInnen und Technischer MitarbeiterInnen, die bei der Datenaufbereitung, Datenauswertung, Probenahme und Versuchsanlagenbetreuung tätig waren und entweder Gigabyte von Daten bearbeitet oder Tage und Nächte auf Versuchsanlagen verbracht haben. Aus dieser Gruppe möchte ich Frau Anja Günther und Herrn Dipl.-Ing. Axel Waldhoff stellvertretend nennen.

Ich kann ungefähr abschätzen, dass während der halbtechnischen Untersuchungen in Burgsolms und Edermünde oder aber in ergänzenden Laborversuchen an die 5.000 Abwasser- und Schlammanalysen vorzunehmen waren. Stellvertretend für das gesamte Laborteam möchte ich mich an dieser Stelle bei Frau Carmen Temme für die immer verlässliche Unterstützung und Zuarbeit sowie die zeitweise gefragte flexible Arbeitszeitgestaltung bedanken.

Ausdrücklich nennen möchte ich auch die Herren Sander und Hofmann von der Stadt Solms bzw. der Kläranlage Burgsolms, ohne deren Unterstützung und Kooperationsbereitschaft die Bearbeitung eines wesentlichen Aspektes dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Inhaltsverzeichnis

1 EINFÜHRUNG UND ZIELSETZUNG	1
2 UNTERSUCHUNGSWEG UND VORGEHENSWEISE	6
3 NOTWENDIGKEITEN UND LÖSUNGSMÖGLICHKEITEN EINER KLÄRANLAGENERTÜCHTIGUNG	9
3.1 Ursachen und Ausgangssituation.....	9
3.1.1 Allgemeines	9
3.1.2 Ursachen	10
3.1.2.1 Leistungsdefizit im IST-Zustand.....	10
3.1.2.2 Leistungsdefizit aufgrund einer veränderten Rechtslage	10
3.2 Lösungsansätze.....	15
3.2.1 Maßnahmen im Entwässerungsgebiet bzw. Kanalnetz.....	16
3.2.2 Entlastung durch Teilstrombehandlung.....	17
3.2.3 Optimierung des Kläranlagenbetriebes.....	18
3.2.4 Mitnutzung vorhandener Anlagenkomponenten	18
3.2.4.1 Allgemeines	18
3.2.4.2 Vergrößerung der Belebungs- und Nachklärvolumina unter Beibehaltung der Grundkonzeption	19
3.2.4.3 Neues Verfahrenskonzept	20
3.2.4.3.1 Allgemeines.....	20
3.2.4.3.2 Einstufiger Ausbau	20
3.2.4.3.3 Zweistufiger Ausbau.....	21
3.2.4.3.4 Funktionsänderung	23
3.2.4.4 Ertüchtigung durch Einsatz von Hilfselementen.....	24
3.2.4.4.1 Einsatz von Lamellenabscheidern	25
3.2.4.4.2 Einsatz von Aufwuchskörpern.....	26
3.3 Schlussbetrachtung	27
4 STAND DER ERKENNTNISSE UND DER ANWENDUNGEN IN BEZUG AUF DIE SCHWERPUNKTE DER ARBEIT	30
4.1 Grundlagenermittlung	30
4.1.1 Definition.....	30
4.1.2 Einführung	30
4.1.3 Entwicklung der Grundlagenermittlungen	31
4.1.4 Grundlagenermittlung auf der Basis von Messdaten.....	34
4.1.5 Daten der Eigenkontrolle/Eigenüberwachung	37
4.1.6 Lastfälle	41
4.2 Stationäre Bemessung	47
4.2.1 Allgemeines	47

4.2.2 Modelle	48
4.2.2.1 Allgemeines	48
4.2.2.2 Modell der Raum- oder Schlammbelastung	48
4.2.2.3 Modell des Schlammalters	49
4.2.3 Entwicklung.....	51
4.2.3.1 Allgemeines	51
4.2.3.2 Entwicklung bis 1981	52
4.2.3.3 Entwicklung nach 1981	54
4.3 Dynamische Simulation.....	56
4.3.1 Grundlagen.....	56
4.3.2 Stand der Anwendung.....	61
4.4 Membranfiltration.....	65
4.4.1 Allgemeines.....	65
4.4.2 Verblockung der Membranen	65
4.4.2.1 Mechanismen und Einflußfaktoren.....	65
4.4.2.2 Gegenmaßnahmen	68
4.4.2.2.1 Allgemeines und Einordnung	68
4.4.2.2.2 Betriebliche Verfahrensweisen.....	68
4.4.2.2.3 Modulbedingte Membranreinigung	69
4.4.2.2.4 Verfahrensbedingte Membranreinigung.....	69
4.4.3 Haltbarkeit von Membranen.....	72
4.4.4 Belüftung in einer MBR-Anlage	72
4.4.5 Bemessung einer MBR-Anlage.....	75
4.4.5.1 Hydraulische Bemessung	75
4.4.5.2 Bemessung der Biologie	76
4.4.6 Derzeitige Kosten der Membranfiltrationstechnik	79
4.4.6.1 Allgemeines	79
4.4.6.2 Investitionen.....	79
4.4.6.3 Jahreskosten.....	80
4.4.6.3.1 Membranersatzkosten.....	81
4.4.6.3.2 Energiebedarf.....	81
4.4.6.4 Ausblick.....	82
4.4.7 Stand von Umsetzung und Forschung	82
5 EXEMPLARISCHE ANWENDUNG UNTER EINSATZ HALBTECHNISCHER VERSUCHE UND DER DYNAMISCHEN SIMULATION AM BEISPIEL DER KA BURGSOLMS	87
5.1 Allgemeines	87
5.2 Situation vor der Ertüchtigung	88
5.3 Grundlagenermittlung	89
5.3.1 Allgemeines.....	89

5.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen	89
5.3.3 Messphasen	91
5.3.4 Die bemessungsrelevanten Ergebnisse sind in Herleitung der Bemessungsgrundlagen.....	91
5.3.5 Herleitung der Bemessungsgrundlagen	91
5.4 Anlagenkonzeption.....	94
5.5 Untersuchungsprogramm.....	96
5.6 Analytik und Messprogramm.....	97
5.7 Versuchsergebnisse und Betriebsparameter.....	99
5.7.1 Kohlenstoff- und Stickstoffelimination.....	99
5.7.2 Schlammindex	101
5.8 Modellkalibrierung bei der dynamischen Simulation	101
5.9 Bemessung	104
5.9.1 Nachklärung.....	104
5.9.1.1 Erläuterungen zur Bemessung	104
5.9.1.2 vorhandenes Nachklärbecken	105
5.9.2 Belebung	106
5.9.2.1 Stationäre Bemessung (A 131 und HSG-Ansatz)	106
5.9.2.2 Prognosesimulationen	109
5.9.3 Modellanwendung im großtechnischen Betrieb	110
5.10 Zusammenfassung	114
6 EXEMPLARISCHE ANWENDUNG UNTER EINSATZ HALBTECHNISCHER VERSUCHE UND DER DYNAMISCHEN SIMULATION AM BEISPIEL DER KA EDERMÜNDE.....	116
6.1 Allgemeines.....	116
6.2 Situation vor der Ertüchtigung	117
6.3 Grundlagenermittlung	118
6.3.1 Allgemeines	118
6.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen	118
6.3.3 Messphasen	119
6.3.4 Herleitung der Bemessungsgrundlagen	123
6.4 Anlagenkonzeption.....	123
6.5 Untersuchungsprogramm.....	125
6.6 Analytik und Messprogramme.....	127
6.7 Versuchsergebnisse und Betriebsparameter.....	129
6.7.1 Kohlenstoffabbau	131
6.7.2 Nitrifikation	131

6.7.3 Denitrifikation.....	132
6.7.4 Schlammindex	133
6.8 Modellkalibrierung bei der dynamischen Simulation	134
6.8.1 Allgemeines.....	134
6.8.2 Vorklärung der Großanlage	134
6.8.3 Halbtechnische Verfahrenstechniken.....	137
6.9 Bemessung.....	141
6.9.1 Nachklärung	141
6.9.1.1 Allgemeines	141
6.9.1.2 Vorhandenes Nachklärbecken	141
6.9.1.3 Ertüchtigung mit Hilfe von Lamellenabscheidern	143
6.9.1.4 Neue Nachklärung	144
6.9.1.5 Ergebniszusammenstellung	144
6.9.2 Belebung	145
6.9.2.1 Stationäre Bemessung (A 131 und HSG-Ansatz)	145
6.9.2.2 Prognosesimulationen.....	146
6.9.2.2.1 Berücksichtigung der Vorklärung	146
6.9.2.2.2 Allgemeines zur Simulation der Belebungsstufe.....	147
6.9.2.2.3 Prozesswasserdosierung	149
6.9.2.2.4 Kohlenstoffbelastung.....	150
6.9.2.2.5 Stickstoffbelastung	152
6.9.2.2.6 Regenwetterverhältnisse.....	155
6.10 Ausbauvariante	158
6.10.1 Szenario.....	158
6.10.2 Kostenschätzung.....	160
6.11 Zusammenfassung	161
7 EXEMPLARISCHE ANWENDUNG UNTER NUTZUNG DER MEMBRANFILTRATION ALS NEUER ABWASSERREINIGUNGSTECHNOLOGIE AM BEISPIEL DER KA EDERMÜNDE	163
7.1 Allgemeines.....	163
7.2 Konzept zur Ertüchtigung vorhandener Anlagen.....	163
7.2.1 Grundidee und Ausblick bei den Untersuchungen	163
7.2.1.1 Grundidee	163
7.2.1.2 Ausblick auf das Gesamtsystem	165
7.2.1.3 Ziel der Untersuchungen.....	166
7.2.1.4 Betriebsweise einer MBR-Anlage am Standort Edermünde..	167
7.2.1.4.1 Normalbetrieb.....	167
7.2.1.4.2 Störfallszenario.....	169
7.3 Halbtechnische Untersuchungen	170

7.3.1 Allgemeines	170
7.3.2 Anlagenkonzeption	170
7.3.3 Betriebsphasen.....	171
7.3.4 Messprogramme.....	172
7.3.5 Betriebsparameter.....	173
7.3.6 Leistungsfähigkeit.....	174
7.3.6.1 Biologische Leistungsfähigkeit.....	174
7.3.6.1.1 Allgemeines.....	174
7.3.6.1.2 Überschussschlammproduktion.....	176
7.3.6.1.3 Gasproduktion.....	178
7.3.6.2 Hydraulische Leistungsfähigkeit	179
7.3.6.2.1 Allgemeines.....	179
7.3.6.2.2 Betriebsverlauf	180
7.3.6.2.3 Zusammenfassung.....	187
7.3.7 Kostenschätzung.....	189
7.4 Zusammenfassung	191
8 ZUSAMMENFASSUNG DER DURCHGEFÜHRTEN UNTERSUCHUNGEN.....	194
9 ERGEBNIS UND AUSBLICK	200
10 LITERATURVERZEICHNIS	202

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Ursachen einer Kläranlagenertüchtigung	9
Abbildung 2:	Möglichkeiten der Mitnutzung vorhandener Bausubstanz bei der Ertüchtigung von Kläranlagen	19
Abbildung 3:	Einbau eines Lamellenabscheiders	25
Abbildung 4:	Kostenbeeinflussbarkeit während des Projektverlaufes (SCHMITZ 1998)	31
Abbildung 5:	Grafische Darstellung der Belebungsbeckenbemessung nach LUA-NRW (1998)	44
Abbildung 6:	Begrenzende Faktoren bei Membranverfahren (RAUTENBACH et al. 1981)	67
Abbildung 7:	α -Wert bei einer Scherrate von 40 s^{-1} in Abhängigkeit des TS-Gehaltes	73
Abbildung 8:	α -Werte in großtechnischen MBR-Anlagen (CORNEL et al. 2001)	74
Abbildung 9:	Systemvergleich.....	78
Abbildung 10:	mischwasserbezogene spezifische Membrankosten	80
Abbildung 11:	Unterschreitungshäufigkeit der Zulaufwassermenge (Burgsolms).....	89
Abbildung 12:	Vergleich der Bemessungsdatensätze.....	94
Abbildung 13:	Fließschema der vorgeschalteten Denitrifikation (Versuchsanlage Burgsolms)	96
Abbildung 14:	Schlammindex im Versuchsanlagenbetrieb (Burgsolms)	101
Abbildung 15:	Darstellung gemessener und simulierter C_{CSB} - Konzentrationen	103
Abbildung 16:	Darstellung gemessener und simulierter Stickstoff- Ablaufkonzentrationen und des Trockensubstanzgehaltes in der Belebung	103
Abbildung 17:	ertüchtigtes Nachklärbecken der Kläranlage Burgsolms (im Hintergrund: Retentionsraum der Lahn bei Hochwasser)	106
Abbildung 18:	Ergebnisse der Belebungsbeckenbemessung (Burgsolms) ..	107
Abbildung 19:	Belebungs volumina bei Variation von X_{TS} und C_{BSB}	108
Abbildung 20:	Ertüchtigungskonzept der Kläranlage Burgsolms	110
Abbildung 21:	Abgleich der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen	112
Abbildung 22:	Abgleich der gleitenden Monatsmittelwerte der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen ...	113
Abbildung 23:	Abgleich des Trockensubstanzgehaltes in der Belebung.....	114
Abbildung 24:	Unterschreitungshäufigkeit der Zulaufwassermenge (Edermünde)	119
Abbildung 25:	Lageplan der Edermünde mit Probenahmestellen	121

Abbildung 26:	Fließbild der vorgeschalteten Denitrifikation (Versuchsanlage Edermünde)	124
Abbildung 27:	Schlammindex im Versuchsanlagenbetrieb (Edermünde)	134
Abbildung 28:	Kalibrierung des Vorklärbeckenwirkungsgrades	136
Abbildung 29:	Vergleich der S_{NH4} -Konzentrationen im Ablauf des Vorklärbeckens	137
Abbildung 30:	Kalibrierung der vorgeschalteten Denitrifikation (Betriebsphase 5)	139
Abbildung 31:	Kalibrierung der Kaskadendenitrifikation (Betriebsphase 5) ..	139
Abbildung 32:	Schnittskizze des vorhandenen Nachklärbeckens	142
Abbildung 33:	Schlammabtrieb im vorhandenen Nachklärbecken.....	142
Abbildung 34:	Varianten der Prozesswasserdosierung	149
Abbildung 35:	Auswirkungen einer Kohlenstofferhöhung	151
Abbildung 36:	Auswirkungen einer Stickstofferhöhung ($V_{BB} = 3.435 \text{ m}^3$)....	153
Abbildung 37:	Auswirkungen einer Stickstofferhöhung ($V_{BB} = 3.735 \text{ m}^3$)....	154
Abbildung 38:	generierte Regenverläufe	155
Abbildung 39:	Stickstoffablaufkonzentrationen im Verlaufe eines lang anhaltenden Regenereignisses	156
Abbildung 40:	Stickstoffablaufkonzentrationen im Verlaufe mehrerer kurz aufeinander folgender Regenereignisse	157
Abbildung 41:	Ausbauvariante der Kläranlage Edermünde	158
Abbildung 42:	Fließbild beim Betrieb einer MBR-Anlage	167
Abbildung 43:	Systemvergleich einer konventionellen MBR-Anlage mit einer Niedrig-TS-MBR-Anlage (unkonventionelle MBR- Anlage)	168
Abbildung 44:	Fließbild beim Störfall der MBR-Anlage	169
Abbildung 45:	Fließbild der Membranversuchsanlage der Fa. Zenon.....	171
Abbildung 46:	Vergleich der spezifischen Faulgasproduktion von konventionellem Belebtschlamm und Belebtschlamm der halbtechnischen MBR-Anlage.....	178
Abbildung 47:	Leistungsbild August/September 2001	181
Abbildung 48:	Leistungsbild Oktober/November 2001	183
Abbildung 49:	Druckverläufe im Abzugszyklus (Betriebsphase 1).....	183
Abbildung 50:	Leistungsbild Dezember 2001 bis März 2002	184
Abbildung 51:	Druckverläufe im Abzugszyklus (Betriebsphase 2).....	186
Abbildung 52:	temperaturnormierte Nettopermeabilität	187
Abbildung 53:	Kostenvergleich	190
Abbildung 54:	systematischer Ansatz bei der Ertüchtigung von kommunalen Kläranlagen	201

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Inhaltliche Struktur der Arbeit.....	8
Tabelle 2:	Entwicklung der Mindestanforderungen nach deutschem Recht am Beispiel der Überwachungswerte für Kläranlagen $\geq 100.000 \text{ EW}$ in den Jahren 1979 bis 2002	12
Tabelle 3:	Anforderungen für Kläranlagen $\geq 100.000 \text{ EW}$ nach europäischem Recht.....	13
Tabelle 4:	erforderliche Schmutzparameterdaten für eine Kläranlagenberechnung	37
Tabelle 5:	Vergleich ausgewählter Landesverordnungen zur Eigenkontrolle bzw. Eigenüberwachung von Abwasseranlagen	38
Tabelle 6:	Bemessungshistorie der Belebungsbecken	55
Tabelle 7:	Zulaufparameter, Fraktionierungsansätze nach BORNEMANN et al. (1998).....	59
Tabelle 8:	Kinetische und stöchiometrische Parameter (BORNEMANN et al. 1998)	60
Tabelle 9:	Permeatfluxe ausgewählter Anlagen.....	76
Tabelle 10:	hydraulische Zulaufdaten (Burgsolms).....	90
Tabelle 11:	Ergebnisse der Messphase, Tagesmischproben (Burgsolms).....	92
Tabelle 12:	Bemessungslastfälle im Zulauf zur Belebung (Burgsolms)	93
Tabelle 13:	Beckengrößen und Fördermengen der Versuchsanlagen (Burgsolms).....	95
Tabelle 14:	Betriebsphasen des Versuchsanlagenbetriebes (Burgsolms).....	97
Tabelle 15:	Messprogramm (Burgsolms)	98
Tabelle 16:	Analysevorschriften.....	98
Tabelle 17:	mittlere Zu- und Ablaufkonzentrationen in den Betriebsphasen (Burgsolms)	100
Tabelle 18:	Betriebsparameter in den Betriebsphasen (Burgsolms).....	100
Tabelle 19:	mittlere Belastungswerte in den Betriebsphasen (Burgsolms).....	100
Tabelle 20:	kalibrierte Parameter (Burgsolms)	103
Tabelle 21:	hydraulische Zulaufdaten (Edermünde)	120
Tabelle 22:	Ergebnisse der Zulaufmessphasen (24-Std.-MP, alle Tage: Mittelwerte Trockenwettertage: 85-Perzentilwerte) (Edermünde)	122
Tabelle 23:	Bemessungslastfall im Zulauf zur Vorklärung (Edermünde) .	124
Tabelle 24:	Beckengrößen und Fördermengen der Versuchsanlagen (Edermünde)	124

Tabelle 25:	Betriebsphasen des Versuchsanlagenbetriebes (Edermünde)	126
Tabelle 26:	Messprogramm während des Normalbetriebes (Edermünde)	128
Tabelle 27:	Messprogramm während einer Intensivmessphase (Edermünde)	128
Tabelle 28:	Ergebnisse in den einzelnen Intensivmessphasen (Edermünde)	129
Tabelle 29:	Ergebnisse in den einzelnen Betriebsphasen (Edermünde) ..	131
Tabelle 30:	Statistik ISV-Auswertung, Datenanzahl: 44 (Edermünde).....	133
Tabelle 31:	CSB-Fraktionierung Zulauf Vorklärung (Edermünde)	135
Tabelle 32:	CSB-Fraktionierung Ablauf Vorklärung (Edermünde)	138
Tabelle 33:	Ergebnisse der Nachklärbeckenberechnungen (Edermünde)	145
Tabelle 34:	Ergebnisse der Belebungsbeckenbemessung (Edermünde) .	146
Tabelle 35:	$C_{CSB,ZB}$ -Konzentration im Ablauf der Vorklärung (Edermünde)	147
Tabelle 36:	mittlere Betriebsparameter der Vorzugsvariante, Ergebnis der Prognosesimulation (Edermünde)	150
Tabelle 37:	Kostenschätzung der konventionellen Ertüchtigungsvariante	160
Tabelle 38:	Erläuterung der Membranversuchsanlage	171
Tabelle 39:	Messprogramm der Membranversuchsanlage.....	172
Tabelle 40:	Zulaufbelastungen zur Membranversuchsanlage	173
Tabelle 41:	Vergleich ermittelter Parameterverhältnisse	174
Tabelle 42:	Angaben zu Betriebsparametern und statistischen Parametern der halbtechnischen Membranversuchsanlage ..	175
Tabelle 43:	Überschussschlammproduktion der MBR-Versuchsanlage ..	177
Tabelle 44:	Einordnung der Überschussschlammproduktionen (Mittelwerte über den Untersuchungszeitraum)	177
Tabelle 45:	Abfolge der Betriebseinstellungen	180
Tabelle 46:	Leistungsparameter der Betriebsphase 2	188
Tabelle 47:	Kostenschätzung der Ertüchtigungsvariante MBR- Verfahren	189

Abkürzungsverzeichnis

Ausdruck	[Einheit]	Erläuterung
A_{NB}	[m ²]	Oberfläche der Nachklärung
$B_{d,XXX}$	[kg·d ⁻¹]	Tägliche Fracht für den Parameter XXX
$B_{TS,BSB}$	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	BSB ₅ – Schlammbelastung
$B_{TS,XXX}$	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	Schlammbelastung mit einem anderen Parameter
EW	[E]	Einwohnerwert
h_{Rand}	[m]	Randwassertiefe im Nachklärbecken
$h_{2/3}$	[m]	Tiefe im Nachklärbecken bei $2/3$ des Fließweges
$h_{Trichter}$	[m]	Tiefe im Nachklärbecken am Übergang zum Trichter
ISV	[L·kg ⁻¹]	Schlammindex
$OV_{Betrieb}$	[kg·d ⁻¹]	Täglicher Sauerstoffverbrauch
Q_m	[m ³ ·h ⁻¹]	Bemessungzufluss bei Regenwetter aus Misch- oder Trennsystemen
Q_{RZ}	[m ³ ·h ⁻¹]	Interner Rückführfluss bei vorgeschalteter Denitrifikation
Q_{RS}	[m ³ ·h ⁻¹]	Rücklaufschlammstrom
Q_d	[m ³ ·d ⁻¹]	Täglicher Abwasserzufluss bei Trockenwetter
Q_t	[m ³ ·h ⁻¹]	Maximaler Trockenwetterzufluss als 2-Std.-Mittel
q_{SV}	[L·m ⁻² ·h ⁻¹]	Schlammvolumenbeschickung, bezogen auf A_{NB}
RF	[-]	Rückführverhältnis bei vorgeschalteter Denitrifikation
RV_{RW}	[-]	Rücklaufverhältnis bei Regenwetter (Q_{RS}/Q_m)
SF	[-]	Sicherheitsfaktor
T_{BB}	[°C]	Temperatur im Belebungsbecken
t_E	[h]	Erforderliche Eindickzeit des Schlammes in der Nachklärung
t_R	[h,d]	Durchflusszeit, Aufenthaltszeit ($t_R = V/Q_t$)
t_{TS}	[d]	Schlammalter, bezogen auf V_{BB}
$t_{TS,aerob}$	[d]	aerobes Schlammalter, bezogen auf V_N
TS_{BB}	[kg·m ⁻³]	Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
TS_{RS}	[kg·m ⁻³]	Trockensubstanzgehalt des Rücklauschlammes
$TS_{ÜS}$	[kg·m ⁻³]	Trockensubstanzgehalt des Überschussschlammes
$ÜS_d$	[kg·d ⁻¹]	Tägliche Schlammproduktion (Feststoffe)
$ÜS_{d,C,XXX}$	[kg·d ⁻¹]	Tägliche Schlammproduktion aus der Kohlenstoff-elimination bezogen auf den Parameter XXX
V_{BB}	[m ³]	Volumen des Belebungsbeckens ($V_{BB} = V_{Sel} + V_N + V_D$)
V_N	[m ³]	Für Nitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens
V_D	[m ³]	Für Denitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens
V_{BioP}	[m ³]	Volumen eines anaeroben Mischbeckens zur biologischen; P-Elimination
V_{NB}	[m ³]	Volumen der Nachklärung
VSV	[L·m ⁻³]	Vergleichsschlammvolumen ($VSV = TS_{BB} * ISV$)

α	[-]	Grenzflächenfaktor, Quotient von Sauerstoffzufuhr in belebtem Schlamm zu Sauerstoffzufuhr in Reinwasser
C_{XXX}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Parameters XXX, ($C_{XXX} = S_{XXX} + X_{XXX}$)
S_{XXX}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Parameters XXX in der filtrierten Probe (0,45 µm Membranfilter)
X_{XXX}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Filterrückstandes
C_{CSB}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des BSB ₅ in der homogenisierten Probe
C_{CSB}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des C _{CSB} in der homogenisierten Probe
S_{CSB}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des C _{CSB} in der mit 0,45 µm filtrierten Probe
C_N	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe als N
C_{TKN}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Kjeldahlstickstoffs in der homogenisierten Probe ($C_{TKN} = C_{orgN} + S_{NH4}$)
C_{orgN}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des organischen Stickstoffs in der homogenisierten Probe ($C_{orgN} = C_{TKN} - S_{NH4}$ oder $C_{orgN} = C_N - S_{NH4} - S_{NO3} - S_{NO2}$)
S_{anorgN}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des anorganischen Stickstoffs ($S_{anorgN} = S_{NH4} + S_{NO3} + S_{NO2}$)
S_{NH4}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Ammoniumstickstoffs in der filtrierten Probe als N
S_{NO3}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Nitratstickstoffs in der filtrierten Probe als N
S_{NO2}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Nitritstickstoffs in der filtrierten Probe als N
C_P	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Phosphors in der homogenisierten Probe als P
S_{PO4}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration des Phosphates als P (gelöst)
X_{TS}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierten Stoffe nach Trocknung bei 105 °C
X_{orgTS}	[mg·L ⁻¹]	Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe
Z	[-]	Probe vom Zulauf zur Kläranlage, z.B. C _{BSB,Z} , X _{TS,Z}
ZB	[-]	Probe vom Zulauf zum Belebungsbecken, z.B. C _{BSB,ZB} , auch Zulauf zum biologischen Reaktor
AB	[-]	Probe vom Ablauf des Belebungsbeckens, z.B. S _{NO3,AB} , auch Ablauf vom biologischen Reaktor
AN	[-]	Probe vom Ablauf des Nachklärung, z.B. C _{BSB,AN} , X _{TS,AN}
ÜS	[-]	Probe vom Überschussschlamm
RS	[-]	Probe vom Rücklaufschlamm

1 Einführung und Zielsetzung

Nachdem im Nachkriegs-Deutschland der 50er und 60er Jahre Wiederaufbau und Wirtschaftswachstum im Vordergrund standen, wurde zu Beginn der 70er Jahre der schädliche Einfluss der Industrialisierung auf die natürlichen Ressourcen der Umwelt zunehmend sichtbar (z.B. Waldsterben, Artensterben von Pflanzen und Tieren, Gewässerverschmutzung). Die entstandenen Umweltschäden mussten nach dem Gemeinlastprinzip saniert werden. Als Konsequenz aus diesen Erkenntnissen musste seither wirtschaftliches Handeln mit dem Vorsorgeprinzip für die Umwelterhaltung verknüpft sein. Der Umweltschutzgedanke gewann mehr und mehr an Bedeutung und der *Erhalt der natürlichen Lebensbedingungen* wurde 1994 als Staatsziel in das Grundgesetz (§20a) aufgenommen.

Diese Entwicklung des Umweltschutzes lässt sich auch für die Siedlungswasserwirtschaft und den Gewässerschutz aufzeigen. Einige Meilensteine in dieser Entwicklung sind:

- ⇒ Das Rhein-Bodensee-Programm (1970, Förderprogramm in Höhe von 2 Mrd. DM zu gleichen Teilen des Bundes und der Rhein/Bodensee-Anrainer-Bundesländer für Maßnahmen zur Verbesserung des Gewässerschutzes),
 - ⇒ Inkrafttreten des Abwasserabgabengesetzes (1978),
 - ⇒ Das 18. Strafrechts-Änderungsgesetz (Erstes Gesetz zur Bekämpfung der Umweltkriminalität, 1980),
 - ⇒ Der 10-Punkte Katalog vom 22.06.1988 als - inhaltlich verschärfte und zeitlich schnellere - Umsetzung der Beschlüsse der Nordseeschutzkonferenz 1987 in London zum Schutz von Nord- und Ostsee aufgrund von Algenblüte und Robbensterben; einige Punkte, die vor allem kommunale Kläranlagen betrafen, sind nachfolgend genannt (TÖPFER 1988):
 - Begrenzung der Phosphoreinträge aus kommunalen Kläranlagen,
 - Begrenzung der Stickstoffeinträge aus kommunalen Kläranlagen,Diese neuen Anforderungen führen zur Verschärfung der Wasser gesetze (ab 01.01.1989 wurden in der 1. AbwasserVwV (BR 1988) erstmals Grenzwerte für Phosphor und Ammonium festgeschrieben, ab 1991/92 auch für Gesamtstickstoff),
 - Abwasserabgabe für Phosphor und Stickstoff.
- ⇒ Einführung der EG-Richtlinie 91/271/EWG über die Behandlung von kommunalem Abwasser (RAT DER EG 1991), geändert durch die Richtlinie 98/15/EG der Kommission der Europäischen Gemeinschaft (1998).

Seither wurden große Anstrengungen unternommen, den gestiegenen Anforderungen an die Abwasserreinigung nachzukommen.

Für den Zeitraum von 1990 bis 2000 betrug das Investitionsvolumen für den Neubau oder die Erweiterung sowie die Sanierung bzw. Ertüchtigung von kommunalen Kläranlagen ca. $3 \text{ €} \cdot \text{a}^{-1}$ bis $4 \text{ Mrd. €} \cdot \text{a}^{-1}$. Dies geht aus einer statistischen Auswertung der Jahresberichte der Deutschen Wasserwirtschaft hervor (WETT 1998). Im anschließenden Zeitraum bis zum Jahre 2015 wird schätzungsweise noch einmal jährlich die gleiche Summe investiert werden (KREUZBERG 2001). Dabei verschiebt sich mit fortschreitender Zeit der Schwerpunkt dieser Aufwendungen weg von Kläranlagenneubauten oder -erweiterungen hin zu Kläranlagensanierungen oder -ertüchtigungen. Neubaumaßnahmen sind – jedenfalls in größerem Maßstab – vorerst nicht zu erwarten. Stattdessen werden aus heutiger Sicht dann Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen in Kombination mit Erweiterungsvorhaben noch vermehrt im Vordergrund stehen.

Solche Ertüchtigungsmaßnahmen sind Gegenstand der Arbeit und werden nachstehend definiert. Gilt es, die Reinigungsleistung bei gleich bleibender Belastung zu erhöhen, ist i.a. von einer Sanierungsmaßnahme die Rede (auf der Grundlage eines behördlichen „Sanierungsbescheides“). Soll die Belastung der Kläranlage bei sonst gleich bleibenden Anforderungen vergrößert werden, handelt es sich um einen Kläranlagenausbau oder eine Kläranlagenerweiterung. Ist in der Folge von einer Kläranlagenertüchtigung die Rede, werden sowohl Sanierungs- als auch Ausbaumaßnahmen unter diesem Begriff subsumiert.

Ziele von Ertüchtigungsmaßnahmen auf Kläranlagen sind:

- ⌚ Minimierung von Restemissionen (Konzentration und Fracht) durch Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Abwasserreinigung,
- ⌚ Vermeidung bzw. Minimierung von Sekundäremissionen (Geruch, Lärm),
- ⌚ Optimierung im Bereich des Reststoffanfalls,
- ⌚ Senkung der Entsorgungskosten,
- ⌚ generell die Optimierung mit dem Ziel eines wirtschaftlicheren Betriebes.

Da im Ertüchtigungsfall unter Berücksichtigung des vorhandenen Bauwerksbestandes geplant und unter Aufrechterhaltung des laufenden Klärbetriebes gebaut werden muss, ergeben sich erhöhte Anforderungen an die Planungstätigkeit und somit an den planenden Ingenieur.

Es stellt sich in jedem Einzelfall die Aufgabe, unter Abwägung einer Vielzahl von Aspekten wie Wirtschaftlichkeit, Betriebs- und Leistungssicherheit der Abwasserreinigung oder Gewässerbelastung das Bündel an Maßnahmen (Gesamtkonzept) zu erarbeiten, welches zu realisieren sein wird.

In dieser Phase der Ingenietätigkeit entspricht das Aufgabenprofil für den planenden Ingenieur dem einer Variantenuntersuchung, die es in der HOAI (1996) bislang nicht gibt, die jedoch vereinzelt vor oder anstelle eines Vorentwurfes

durchgeführt wird und auch von einigen Fachleuten als eigene HOAI-Leistungsphase (Konzeptstudie) gefordert wird (BEVER et al. 1997).

Der gültigen HOAI (1996), ihren Leistungsbildern und Leistungsphasen sowie deren Honorierung und die Nichtfestlegung von *Ersatzleistungsphasen* und deren Honorierung stehen jedoch gelegentlich geschäftlich-strategische Überlegungen entgegen, so dass eine erschöpfende und objektive Durchführung im Anfangsstadium eines Planungsprojektes nicht erfolgt.

Voraussetzungen zur Bewältigung der Planungsaufgabe sind:

- ⇒ Korrekte Ermittlung der Grundlagen,
- ⇒ Erfahrungen im Umgang mit den zur Verfügung stehenden Planungshilfsmitteln zur Bemessung und Anlagen- und Betriebsoptimierung,
- ⇒ Kenntnis der sinnvoll in Frage kommenden technischen Verfahrensweisen einschließlich ihrer Bemessung.

All diese Elemente, sowohl die Hilfsmittel bei der Planung als auch die Verfahrensweisen in der kommunalen Abwasserreinigung, unterliegen einer steten Weiterentwicklung und Erweiterung. Defizite bei der Bearbeitung eines dieser Elemente können zu nicht optimalen Lösungen führen, schlechtestenfalls zur Notwendigkeit einer erneuten Ertüchtigungsmaßnahme.

In den vergangenen 10 bis 15 Jahren ist der Grundlagenermittlung für die sich anschließende Bemessung der Abwasserreinigungsanlage zutreffenderweise ein immer höherer Stellenwert zuerkannt worden. Als jüngste Folge dieser Neubewertungen wird nun der Grundlagenermittlung im Technischen Regelwerk des ATV-DVWK ein eigenes Arbeitsblatt (A 198) gewidmet werden, das gegenwärtig noch im Entwurf (Atv-Dvwk E 2002) vorliegt. Dies lässt den Schluss zu, dass in den zuständigen Fachgremien ein zu hohes Fehlerpotenzial bei der Ermittlung der Bemessungsgrundlagen erkannt wurde. Diese Entwicklung gilt jedoch nicht für die Honorierung dieser Ingenieurtätigkeit, die nach wie vor gemäß HOAI (1996) mit 2% des gesamten Ingenieurhonorars entgolten wird, ein Umstand, der zweifellos zu überdenken ist.

Als Optimierungswerzeug für den Betrieb bestehender Anlagen ist seit 15 Jahren die dynamische Simulation zur Abbildung biochemischer Stoffwechselprozesse in der biologischen Stufe einer Kläranlage bekannt. Die Bemühungen können nun dahin ausgerichtet werden, dieses Hilfsmittel auch bereits für die Planungsphase einer Kläranlage nutzbar zu machen, d.h. die dynamische Simulation auch im Rahmen der Bemessung einzusetzen. Dazu muss jedoch ein Simulationsmodell vorliegen, für dessen Kalibrierung die Daten halbtechnischer Pilot- oder Versuchsanlagen verwendet werden können, sofern keine geeigneten großtechnischen Betriebsdaten vorliegen.

Gegenwärtig wird die dynamische Simulation nur von wenigen Fachleuten angewendet, da ihr sachgerechter Einsatz eine hohe Fachkompetenz des Ingenieurs erfordert und grundsätzlich zeit- und somit kostenaufwendiger ist als eine stationäre Bemessung.

Auf verfahrenstechnischer Ebene ist die kommunale Abwasserreinigung in den letzten drei Jahren um das aus der Trinkwasseraufbereitung und der Industrieabwasserreinigung bekannte Verfahren der Membranfiltration ergänzt worden.

In Deutschland sind die ersten drei kommunalen Membranbelebungsanlagen (kurz: MBR-Anlagen, **Membran BioReaktor**) großtechnisch in Betrieb (bei einer Gesamtanzahl von über 10.000 kommunalen Kläranlagen in Deutschland), der Bau der dann weltweit größten kommunalen MBR-Anlage (Kläranlage Kaarst-Nordkanal, 80.000 EW) befindet sich in Nordrhein-Westfalen gegenwärtig in der Abwicklung. Als Ertüchtigungsmaßnahme für vorhandene Anlagen wurde dieses Verfahren bislang nicht erwogen oder gar genutzt.

Das Ziel dieser Arbeit ist, eine systematisierte Vorgehensweise bei der Planung der Ertüchtigung von kommunalen Kläranlagen unter Einbeziehung bisher nicht genutzter Planungshilfsmittel und unter Berücksichtigung neuer Abwasserreinigungstechnologien aufzuzeigen und an Fallbeispielen darzustellen. Diese Beispiele umfassen insgesamt drei Untersuchungsprojekte auf zwei zu ertüchtigenden Kläranlagen im Zeitraum von 1997 bis 2002. Eine dieser Kläranlagen ist seit drei Jahren im ertüchtigten Zustand in Betrieb.

Insbesondere sollen folgende Punkte vertieft berücksichtigt werden:

- ➲ Dargestellt werden Stand und aktuelle Entwicklung der Durchführung von Grundlagenermittlungen. Art und Umfang der Eigenüberwachung, die jeweils landesweit geregelt sind, sind in diesem Kontext zu nennen. So ist bspw. seit April 2000 eine Neufassung der hessischen Eigenkontrollverordnung (HMULF 2000) in Kraft. An dieser Stelle bedarf es einer kritischen Prüfung, inwieweit die Anforderungen durch die unterschiedlichen Landesverordnungen zur Eigenüberwachung auf dieselben Ziele hin ausgerichtet sind und zu einer auf Messdaten basierenden Grundlagenermittlung beitragen können.
- ➲ Es soll abgeleitet werden, unter welchen Voraussetzungen die Durchführung einer dynamischen Simulation sinnvoll oder demgegenüber eine stationäre Bemessung ausreichend sein kann. Zu diesem Themenkomplex gehört auch die Auseinandersetzung mit den Fragen, welche Sicherheiten die dynamische Simulation beinhaltet, welche Lastfälle oder Lastfallkombinationen zu betrachten sind und ob sich allgemeingültige Lastfälle definieren lassen. Gleichzeitig wird die Abhängigkeit zwischen der bereits angesprochenen Grundlagenermittlung als strukturierter Datenauswertung und einer Lastfallidentifikation zu diskutieren sein.

- ⇒ Im Rahmen dieser Arbeit soll ein möglicher Weg für den sinnvollen Einsatz der dynamischen Simulation durch die Vorschaltung halbtechnischer Untersuchungen aufgezeigt werden. Dabei kommt ausschließlich das *Activated Sludge Model No. 1* der IAWQ (HENZE et al. 1987) zur Anwendung, welches nach wie vor das meist eingesetzte mathematische Modell für die dynamische Simulation von Belebungsstufen darstellt.
- ⇒ Ferner soll dargestellt werden, wie sich auf der Basis halbtechnisch gewonnener Daten kalibriertes Simulationsmodell bei der Verwendung großtechnischer Betriebsdaten verhält.
- ⇒ Hinsichtlich der untersuchten Betriebsweisen stellt die Membranfiltration einen verfahrenstechnischen Schwerpunkt dieser Arbeit dar. Es lassen sich dabei Konzepte entwickeln und Randbedingungen erkennen, die die Implementierung einer Membranfiltrationsstufe durchaus sinnvoll erscheinen lassen. Da solche Konzepte zum Betrieb von „unkonventionellen MBR-Anlagen“ führen, sind die entsprechenden Betriebs- und Bemessungsparameter zu untersuchen.

Die Schwerpunktthemen dieser Arbeit, nämlich Grundlagenermittlung, Bemessungsoptimierung und Verfahrenstechnik der Abwasserreinigung im Ertüchtigungsfall sind Kernthemen und -aspekte der frühen, kostenbildenden Leistungsphasen, mit denen ein Planungsingenieur in einem entsprechenden Vorhaben konfrontiert wird. An dieser Stelle möchte die vorliegende Arbeit eine Hilfestellung bieten, solche Aufgaben unter der Berücksichtigung neuester Entwicklungen zu bewältigen.

Die Arbeit widmet sich den Potenzialen, die bezüglich der Planungshilfsmittel in der dynamischen Simulation (bei Einsatz von halbtechnischen Pilot- oder Versuchsanlagen) und bezüglich der Verfahrenstechnik der Abwasserreinigung in der Membranfiltration liegen und soll den aktuellen planungstechnischen und verfahrenstechnischen Stand der Technik bei der Ertüchtigung kommunaler Abwasserreinigungsanlagen beschreiben.

2 Untersuchungsweg und Vorgehensweise

Die Entwicklung und Anwendung des aktuellen Technischen Regelwerkes bei der Grundlagenermittlung, der Einsatz der dynamischen Simulation als Planungshilfsmittel sowie die Konzeption und Untersuchung der Membranfiltration als Ertüchtigungsmaßnahme für eine kommunale Kläranlage werden an Beispielen dargestellt.

Bei den Fallbeispielen handelt es sich um eine hessische Kommune und einen Zweckverband, die ihre Abwasserreinigungsanlagen entweder zwischenzeitlich ertüchtigt haben oder in Kürze ertüchtigen werden. Bei allen Projekten fungierte das Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel als wissenschaftlicher Gutachter und Berater.

Allen nachfolgend beschriebenen Ertüchtigungsprojekten ist gemein, dass sie zeitlich in eine Phase mehrerer Veränderungen im Technischen Regelwerk fallen. Dies betrifft die Neuauflage des Arbeitsblattes-A 131 (ATV-Dvwk 2000) und das Erscheinen des Entwurfes des Arbeitsblattes-A 198 (ATV-Dvwk E 2002), die zu erheblichen Änderungen im Rahmen der Grundlagenermittlung führen. Dies wird zum Anlass genommen, die Bedeutung der Grundlagenermittlung und ihre historische Entwicklung im Technischen Regelwerk sowie ihre Auswirkungen auf die im Weiteren beschriebenen Projektierungen ausführlich darzustellen.

Für die Ertüchtigung der Kläranlage Burgsolms (20.000 EW) der *Stadt Solms* (*vormals: Abwasserverband Solms*) wurden im Winterhalbjahr 1997/1998 halbtechnische Untersuchungen zum konventionellen Ausbau (vorgeschaltete Denitrifikation oder Kaskadendenitrifikation) vor Ort durchgeführt, deren Ergebnisse zur Kalibrierung eines dynamischen Simulationsmodells dienten. Im Rahmen der anschließenden Bemessung wurden stationäre Ansätze und vergleichende Prognoserechnungen, die auf dem kalibrierten Simulationsmodell basierten, angewendet. Aus Gründen der eingesetzten Versuchsanlagentechnik konnten die halbtechnischen Untersuchungen hinsichtlich des Zuflusses nur stationär betrieben werden.

Die Kläranlage Burgsolms wurde nach den gutachterlichen Empfehlungen des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft ausgebaut und Ende 1999 in Betrieb genommen, so dass mit Hilfe der mittlerweile vorliegenden Betriebsdaten das seinerzeit kalibrierte Modell verifiziert werden kann und daraus Schlussfolgerungen auf die Güte halbtechnisch basierter, dynamischer Simulationsrechnungen getroffen werden können.

In gleicher Weise wurde hinsichtlich der Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde des *Abwasserverbandes Edermünde und Umgebung* vorgegangen. Für die dort 1999 durchgeföhrten halbtechnischen Untersuchungen (vorgeschaltete Denitrifikation oder Kaskadendenitrifikation) wurde die Versuchsanlage so umgestaltet, dass

die Zulaufdynamik der Großanlage auf die Versuchsanlage übertragen werden konnte.

Anhand dieser beiden Untersuchungen in Burgsolms und in Edermünde soll die Einbindung der dynamischen Simulation in den Bemessungsablauf dargestellt werden. Gleichzeitig wird auch die Frage diskutiert, wann eine stationäre Bemessung ohne weitere dynamische Betrachtung ausreichend ist und wann eine zusätzliche dynamische Prognoserechnung sinnvoll sein kann.

Aufgrund der in Edermünde anzutreffenden Nachklärbeckensituation, die gegenwärtig nicht dem Technischen Regelwerk entspricht und auch nur aufwendig an dieses angepasst werden könnte, wurden am Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft Überlegungen zu wirtschaftlichen Alternativen angestellt (FRECHEN et al. 2001), die zusammen mit dem Hessischen Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft und Forsten (HMULF) in ein gemeinsames Untersuchungsprojekt zur generellen Machbarkeit des Einsatzes des MBR-Verfahrens als Ertüchtigungsmaßnahme für kommunale Kläranlagen mündeten. U.a. wurden auch in Edermünde halbtechnische Versuche durchgeführt, um die Leistungsfähigkeit der eingesetzten Membranen zu ermitteln und darüber hinaus folgende Fragen zu beantworten:

- ⇒ Welcher Bemessungsflux kann angesetzt werden?
- ⇒ Welchen Einfluß hat die Temperatur auf die Leistungsfähigkeit?
- ⇒ Welchen Einfluß auf die Leistungsfähigkeit hat der konzeptionell bedingte niedrige TS_{BB}-Gehalt?
- ⇒ Welche Reinigungsmethodik ist anzuwenden?
- ⇒ Wie wirkt sich in Edermünde der Betrieb der Membranfiltration im nicht simultan aerob stabilisierenden Belastungsbereich auf die Schlammeigenschaft des Überschussschlamm (organischer Trockensubstanzanteil, Gasproduktion) aus?

Anhand dieser Untersuchungen wird ein Konzept zum Einsatz der Membranfiltration auf der zu ertüchtigenden kommunalen Kläranlage entwickelt und im Vergleich mit einer konventionellen Ausbauweise dargestellt werden.

Die folgende Tabelle 1 zeigt die inhaltliche Gliederung und Struktur der Arbeit in der Abfolge der Kapitel 3 bis 7.

Tabelle 1: Inhaltliche Struktur der Arbeit

Kap	Methodik	Inhaltliche Schwerpunkte	
3	Literatursichtung und theoretische Weiterentwicklung	Notwendigkeiten und Lösungsmöglichkeiten einer Kläranlagenertüchtigung	
4	Literatursichtung und theoretische Weiterentwicklung	Aktueller Erkenntnisstand zu den Themen	Grundlagenermittlung Eigenkontrolle Lastfallbetrachtung Stationäre Bemessung Dynamische Simulation Membranfiltration
5	Betrieb einer halbtechnischen Versuchsanlage in Burgsolms (zulaufseitig stationär)	Grundlagenermittlung Eigenkontrolle Stationäre Bemessung Großtechnische Verifizierung des Modells	
6	Betrieb einer halbtechnischen Versuchsanlage in Edermünde (zulaufseitig dynamisch)	Grundlagenermittlung Lastfallbetrachtung Stationäre Bemessung Dynamische Simulation	
7	Betrieb einer halbtechnischen MBR-Versuchsanlage in Edermünde	Grundlagenermittlung Membranfiltration	

3 Notwendigkeiten und Lösungsmöglichkeiten einer Kläranlagenertüchtigung

3.1 Ursachen und Ausgangssituation

3.1.1 Allgemeines

Die Neubautätigkeit von Kläranlagen ist mittlerweile gering und wird sich weiter verringern. Die Ertüchtigung von Kläranlagen dagegen wird als Daueraufgabe bestehen bleiben, weil einerseits noch nicht alle Kläranlagen den geforderten Standard aufweisen, andererseits die Belastungssituation sich im Laufe der Zeit ändert oder weil die Anlagen ihre Lebensdauer erreichen und der technische Fortschritt nicht endet, woraus sich die Frage nach der Erneuerung und Verbesserung bestehender Anlagen ergibt (KROISS 2000).

Eine Kläranlage zu ertüchtigen bedeutet, einem Leistungsdefizit abzuhelfen. Die Diagnose eines Leistungsdefizits orientiert sich an der Kontrolle der Einhaltung der durch die Genehmigungs- und Aufsichtsbehörde gestellten Reinigungsanforderungen. Ist diese Einhaltung gefährdet oder bereits nicht mehr gewährleistet, besteht dringender Handlungsbedarf. Insofern ist zu unterscheiden, ob das Leistungsdefizit bereits besteht oder sich aufgrund sich verändernder Randbedingungen abzeichnet.

Basierend auf der Eingangsdefinition (Kap. 1) zeigt die folgende Abbildung 1, welche Ursachen zu einer Kläranlagenertüchtigung führen können.

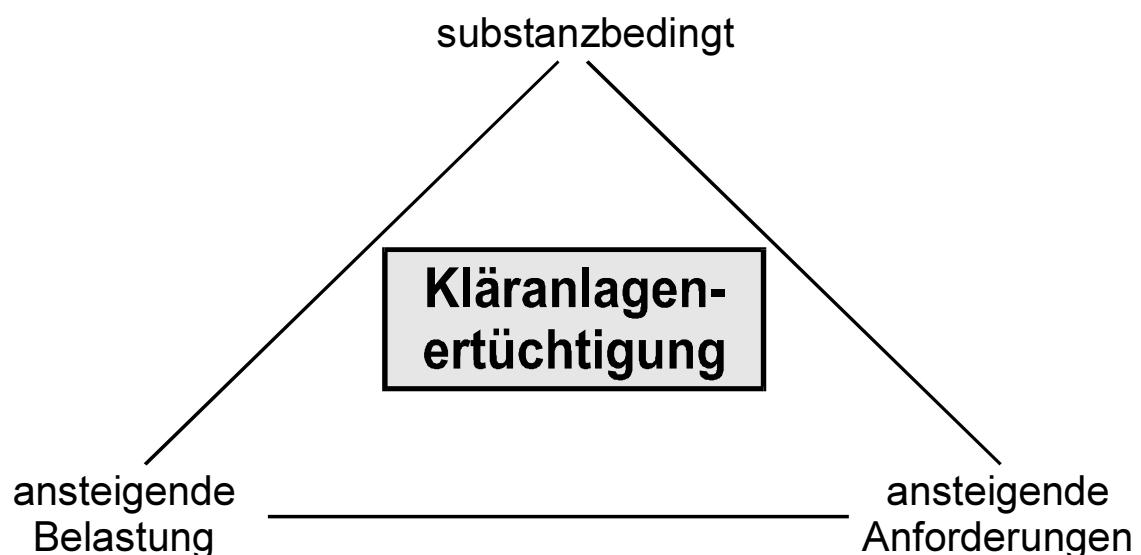


Abbildung 1: Ursachen einer Kläranlagenertüchtigung

Auch wenn sich das Erkennen eines Leistungsdefizits an den Ablaufwerten orientiert, dürfen bei der Konzeption einer Ertüchtigungsmaßnahme die Wechselwirkungen mit Schlammbehandlungsstufe und die Auswirkungen auf die Schlammentsorgung nicht außer Acht gelassen werden. Üblicherweise ist mindestens mit einem erhöhten Schlammanfall zu rechnen, dessen Behandlung betrieblich abzusichern ist und aus dem sich ein quantitativ und evtl. auch qualitativ veränderter Prozesswasserrücklauf in die Abwasserbehandlungsstufe ergibt. Darüber hinaus ist zu prüfen, inwieweit die Ertüchtigungsmaßnahme Änderungen in der Schlam Zusammensetzung erwarten lässt, die sich auf den Entsorgungsweg negativ auswirken können.

3.1.2 Ursachen

3.1.2.1 Leistungsdefizit im IST-Zustand

Ist ein Leistungsdefizit bereits vorhanden und in den Ablaufwerten messbar, ist die ursächliche Verfahrensstufe zu lokalisieren. Hier kommen bei einem konventionellen Belebungsverfahren entweder das Belebungs- oder das Nachklärbecken in Betracht. Die Frage ist zu beantworten, ob das Reaktionsvolumen in der Belebungsstufe so klein gewählt worden ist, dass die erforderlichen Reinigungsprozesse nicht in dem gewünschten Umfang ablaufen können oder ob das Nachklärbecken konstruktiv oder bemessungstechnisch eine hinreichende Schlammsedimentation nicht zulässt.

Unabhängig vom Versagensort kommen folgende Ursachen für die verminderte Leistungsfähigkeit der Anlage in Betracht:

- ⌚ fehlerhafte Grundlagenermittlung,
- ⌚ fehlerhafte Bemessung oder falscher Lastfallansatz,
- ⌚ Wahl eines weniger geeigneten Abwasserreinigungsverfahrens,
- ⌚ fehlerhafte verfahrenstechnische Planung,
- ⌚ fehlerhafter Betrieb der Anlage.

Die Entfernung von Stickstoff und Phosphor aus dem Abwasser ist auch bei richtiger Grundlagenermittlung, Bemessung und Planung nicht gesichert, wenn die Anlagen nicht auch richtig betrieben werden. Andererseits lassen sich Planungs- und Bemessungsfehler auch durch optimalen Betrieb nicht völlig ausgleichen (KROISS 1992).

3.1.2.2 Leistungsdefizit aufgrund einer veränderten Rechtslage

Bei einer gleich bleibenden Belastung ergibt sich die Notwendigkeit, die Reinigungsleistung von Kläranlagen zu verbessern, üblicherweise aus einer veränderten Rechtslage, die eine Verschärfung der Anforderungen beinhaltet. Ursache für eine Änderung der Rechtslage ist wiederum das Erkennen von Umweltdefiziten.

So lässt sich auch die Entwicklung nachzeichnen, die zuletzt im Verlaufe der 90er Jahre zu einem Planungs- und Bauboom im Bereich der kommunalen Abwasserreinigung in Deutschland geführt hat. Nach der Wiederaufbauphase der Nachkriegszeit hat sich – durch verdichtendes Siedlungs- und Industriewachstum bedingt und durch den steigenden Lebensstandard verstärkt – die Gewässerbelastung vervielfacht. Die Warnungen von Abwasserfachleuten erreichten das öffentliche Bewusstsein zu jener Zeit jedoch kaum. Erst seit Anfang der 70er Jahre trat das Thema „Umwelt“ stärker in den Mittelpunkt der Diskussionen, die Anspruchshaltungen wandelten sich und das Wasserrecht wurde aufgrund vielfältiger Änderungsmotive in immer kürzeren zeitlichen Abfolgen fortgeschrieben (SCHWEIZER 1988). Schon 1977 hatte BÖHNKE (1977) die Frage nach der Sinnhaftigkeit der weitergehenden Abwasserreinigung gestellt und ihre Anwendung an allen Stellen befürwortet, an denen sie aus Immissionsgesichtspunkten erforderlich seien.

Ende der 80er Jahre wurde in Europa deutlich, dass insbesondere die Küstengewässer und die Meere zunehmend durch Phosphor und Stickstoff belastet waren. Die EG-Mitgliedstaaten sahen sich nun dazu veranlasst, die Anstrengungen zu verstärken, das ökologische Gleichgewicht der Gewässer zu erhalten und – soweit erforderlich – wiederherzustellen sowie die vielfältigen Nutzungen der Gewässer sicherzustellen (SCHMITZ 1998).

Dies führte zum Erlass der EG-Richtlinie 91/271/EWG über die Behandlung von kommunalem Abwasser (RAT DER EG 1991) und deren Umsetzung in nationales Recht durch die Novellierung der Allgemeinen Rahmen-Verwaltungsvorschrift (Rahmen-AbwasserVwV) über Mindestanforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (BUNR 1991). Die Rahmen-AbwasserVwV verlangte erstmals für Kläranlagen oberhalb einer Ausbaugröße von 20.000 EW eine weitgehende Stickstoffelimination in Form einer Denitrifikation.

Die Forderungen nach weitgehender Nährstoffelimination der 1. AbwasserVwV (BR 1988) und der Rahmen-AbwasserVwV (BUNR 1991) stellten in der Dimension einen ähnlich hohen Sprung dar, wie der Ausbau mechanischer Kläranlagen zu mechanisch-biologischen Kläranlagen in den 60er Jahren. Dabei ist nicht nur der Reinigungsgrad entscheidend, sondern auch die Probenahmeart. Waren im vorher gültigen Wasserrecht Ablaufkonzentrationen wahlweise in der Stichprobe, in der 2-Std.-Mischprobe oder in der 24-Std.-Mischprobe einzuhalten, galt es in Deutschland – abweichend von der EG-Richtlinie 91/271/EWG – nach Inkrafttreten der Rahmen-AbwasserVwV, die jeweiligen Überwachungswerte in der qualifizierten Stichprobe (oder in der 2-Std.-Mischprobe) nachzuweisen. Diese Forderung blieb in der Fachwelt nicht ohne Kritik; nach KRAUTH (1988) leistet eine solche Forderung keinen effektiven Beitrag zum Gewässerschutz.

Seit März 1997 gilt anstelle der Rahmen-AbwasserVwV für häusliches und kommunales Abwasser die Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung - AbwV (BUNR 1997)), die eine noch-

malige Verschärfung der Anforderungen bedeutete. Der emissionsseitige Mindeststandard ist durch diese Verordnung verbindlich vorgeschrieben, kann darüber hinaus durch eine Begutachtung der Immissionssituation des jeweiligen Vorflutgewässers aber auch noch verschärft werden.

Die folgende Tabelle 2 dokumentiert die Entwicklung bzw. Verschärfung der Mindestanforderungen an eine Kläranlage der Größenklasse 5 ($> 6.000 \text{ kg C}_{\text{BSB}} \cdot \text{d}^{-1}$; entspricht etwa $\geq 100.000 \text{ EW}$) in Deutschland in den letzten rund 25 Jahren.

Tabelle 2: Entwicklung der Mindestanforderungen nach deutschem Recht am Beispiel der Überwachungswerte für Kläranlagen $\geq 100.000 \text{ EW}$ in den Jahren 1979 bis 2002

Vorschrift	1.Schmutz-wasserVwV		1.AbwasserVwV Anhang 1		Rahmen-AbwasserVwV Anhang 1		AbwV Anhang 1	
gültig ab	1/1979	1/1983	1/1985	1/1989	1/1990	1/1992	3/1997	8/2002
Probe-nahme	Stichprobe 2-Std.-Mischprobe 24-Std.-Mischprobe			qualifizierte Stichprobe oder 2-Std.-Mischprobe				
absetzbare Stoffe [L·m⁻³]	0,3 - -	0,5 - -	0,5 - -		-	-		-
C_{CSB} [mg·L⁻¹]	- 200 150	200 200 150	140 140 100	130	75	75	75	75
C_{BSB} [mg·L⁻¹]	- 45 30	45 45 30	30 30 20	30	15	15	15	15
S_{NH4} [mg·L⁻¹]	-	-	-	10	10	10	10	10
S_{anorgN} [mg·L⁻¹]	-	-	-	-	-	18	18 ^{*1)}	13 ^{*1)}
C_P [mg·L⁻¹]	-	-	-	2	1	1	1	1

*1): $25 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ bei einer täglichen Frachtreduzierung um $\geq 70\%$

Mit der Novellierung der Rahmen-AbwasserVwV von 1991 (gültig ab 1992) wurde jedoch keine direkte Umsetzung der Anforderungen nach europäischem Recht (EG-Richtlinie 91/271/EWG (RAT DER EG 1991)) durchgeführt, sondern vielmehr einer Angleichung des deutschen an das europäische Recht angestrebt. Die beiden Vorschriften unterscheiden sich in einer Reihe von Punkten. Das EU-Recht

sieht prinzipiell vor, dass eigene Regelungen der Mitgliedstaaten möglich sind, sofern diese den Anforderungen des europäischen Rechtes gerecht werden. PÖPEL et al. (1996) begutachteten daher im Auftrag der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, des Landesamtes für Wasser und Abfall NRW und des Umweltbundesamtes die Gleichwertigkeit der Anforderungen der Rahmen-AbwasserVwV (BUNR 1991) und der EG-Richtlinie (RAT DER EG 1991) an die Ablaufkonzentration kommunaler Abwasserbehandlungsanlagen und an den Stickstoffeliminierungsgrad. Die folgende Tabelle 3 stellt die Grundanforderungen für „weniger empfindliche Gebiete“ und die zusätzlichen Anforderungen an die Nährstoffelimination in „empfindlichen Gebieten“ nach der EU-Richtlinie dar.

Die Einteilung in diese Gebiete war von den Mitgliedstaaten entsprechend der ökologischen Empfindlichkeit der Gewässer sowie der im Anhang II der EU-Richtlinie genannten Kriterien bis zum 31.12.1993 vorzunehmen. Dabei zeigte sich, dass außer Deutschland nur wenige Staaten bereit waren, großflächig Landesgebiete als empfindliche Gebiete auszuweisen. Großbritannien unterschreitet sogar den EU-Normalstandard und weist als Nordseeaanrainer weite Küstengebiete, in denen größere Städte durch die Auflagen der Richtlinie betroffen wären, als weniger empfindlich aus (KREUZBERG 2001). In Deutschland wurden mit Ausnahme von Landesteilen in den Bundesländern Baden-Württemberg, Bayern, Sachsen und Sachsen-Anhalt alle Gebiete flächendeckend als empfindliche Gebiete ausgewiesen.

Tabelle 3: Anforderungen für Kläranlagen $\geq 100.000 \text{ EW}$ nach europäischem Recht

EG-Richtlinie 91/271/EWG über die Behandlung von kommunalem Abwasser (RAT DER EG 1991)		
CSB [mg·L ⁻¹]	gültig ab 31.12.2000 gem. Art.4(1) für weniger empfindliche Gebiete	≤ 125 (75%)
BSB ₅ [mg·L ⁻¹]		≤ 25 (70% - 90%)
Gesamt-N [mg·L ⁻¹]	gültig ab 31.12.1998 gem. Art.5(2) für empfindliche Gebiete	10 (70% - 80%)
Gesamt-P [mg·L ⁻¹]		1 (80%)
Probenahme		abfluss- oder zeitproportionale 24-Std.-Mischprobe

Das Gutachten (PÖPEL et al. 1996) kam zu dem Schluss, dass die Rahmen-AbwasserVwV aufgrund des Überwachungskriteriums Ablaufkonzentration für alle festgelegten Schmutzparameter bis auf die beiden folgenden Ausnahmen den Anforderungen der EG-Richtlinie mindestens gleichwertig ist:

- ⇒ Stickstoff bei Anlagen über 100.000 EW,
Wird der Schwellenwert der Zulaufkonzentration $S = 47 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ überschritten, ist die Rahmen-AbwasserVwV der EG-Richtlinie mindestens gleichwertig.
- ⇒ Phosphor bei Anlagen zwischen 10.000 EW und 20.000 EW.
Für dieses Anlagenspektrum sah die Rahmen-AbwasserVwV keine Anforderungen an die Phosphorelimination vor. Eine entsprechende Anpassung erfolgte durch die Einführung der Abwasser-Verordnung (BUNR 1997).

Im Vergleich der Anforderungen zeigen die Tabelle 2 und die Tabelle 3, dass nach EU-Recht eine Kläranlage der Größenklasse 5 im Jahresmittel eine S_{anorgN} -Ablaufkonzentration von $10 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ aufweisen oder alternativ eine mindestens 70%ige Frachtreduktion bezogen auf den Jahresmittelwert nachweisen muss. Nach der deutschen AbwV (BUNR 1997) musste bis Mitte 2002 eine gleich große Kläranlage eine S_{anorgN} -Ablaufkonzentration von $18 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ in der qualifizierten Stichprobe oder alternativ nur $25 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ aufweisen, wenn eine mindestens 70%ige Frachtreduktion im Jahresmittel nachgewiesen wurde.

Die Europäische Kommission in Brüssel erachtete jedoch diese Regelungen der AbwV (BUNR 1997) nicht als gleichwertig und erhob im Frühjahr 2002 daher Klage beim Europäischen Gerichtshof. Dass es sich dabei nicht um eine reine Drohgebärde handelt, beweist die Verurteilung der italienischen Regierung in der gleichen Angelegenheit (Ursache war der Tatbestand, dass die Abwässer von ca. 2,7 Mio. EW im Raum Mailand keiner Abwasserreinigung unterzogen werden und unbehandelt in ein als empfindlich ausgewiesenes Gewässer (Lambro, danach in das Podelta) eingeleitet werden).

Um eine Verurteilung und die damit verbundene Zwangsgeldfestsetzung zu verhindern, soll in Deutschland noch im Jahr 2002 eine entsprechende Änderung des Anhangs 1 der AbwV (Fünfte Verordnung zur Änderung der Abwasserverordnung) vorgenommen werden. Für Kläranlagen der Größenklasse 5 wird der Überwachungswert für den Parameter S_{anorgN} auf $13 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ reduziert werden. Gleichzeitig ist die Intention dieser Änderung, den alternativ angebotenen und bis dahin überwachungsseitig nur sehr vereinzelt praktizierten Weg des 70%igen Frachtabbaus bei der künftigen staatlichen Kontrolle und der Eigenkontrolle für Kläranlagen jeder Größenordnung wesentlich in den Vordergrund zu rücken.

Abschließend sei erwähnt, dass naheliegenderweise zum Zeitpunkt einer Ertüchtigungsmaßnahme, die rechtlich induziert ist, auch die quantitative Auslegung der Anlage an den aktuellen Entwicklungsstand angepasst wird und Kläranlagensanierung und -erweiterung dann zusammenfallen.

Eine Änderung der Reinigungsanforderungen ist ansonsten nur dann denkbar, wenn eine zulaufseitige Belastungserhöhung eine Höherstufung hinsichtlich der

Kläranlagengröße nach sich zieht. Dies kann bspw. eintreten, wenn aus Wirtschaftlichkeitserwägungen mehrere dezentrale Lösungen in ein zentrales Abwasserreinigungskonzept überführt werden.

3.2 Lösungsansätze

Die Lösungsansätze unterscheiden sich nicht danach, ob ein Leistungsdefizit bereits vorliegt oder sich abzeichnet.

Jede Kläranlagenertüchtigung stellt einen Einzelfall dar. Übertragbare Standardlösungen gibt es selten. Entsprechend breit ist das Maßnahmenspektrum, das bei Kläranlagenertüchtigungen zum Einsatz kommen kann (KROISS 2000).

Dabei lassen sich Ertüchtigungsmaßnahmen nennen, die unabhängig von der Frage der Weiternutzung vorhandener Gewerke durchgeführt werden können wie

- ⇒ Maßnahmen im Entwässeungsgebiet bzw. Kanalnetz,
- ⇒ Entlastung durch Teilstrombehandlung,
- ⇒ Optimierung des Kläranlagenbetriebes

und Maßnahmen, die genau diesen Aspekt der Weiternutzung und Aufrechterhaltung des Betriebes bestehender Bau- und Maschinensubstanz beinhalten:

- ⇒ Vergrößerung der Belebungs- oder Nachklärvolumina,
- ⇒ Ertüchtigung bestehender Verfahrensstufen durch Einsatz von Hilfselementen,
- ⇒ Einbeziehung der vorhandenen Anlage in ein neues Verfahrenskonzept,
- ⇒ Umfunktionierung vorhandener Anlagenkomponenten in einem geänderten Verfahrenskonzept.

Die Weiternutzung bestehender Anlagenteile kann nur ein gewichtiges Argument in der Begründung für eine bevorzugte Lösung darstellen, wenn dies durch eine Kostenrechnung abgestützt wird. Diesem Aspekt ist in den Wirtschaftlichkeitsvergleichen verschiedener Verfahrensvarianten Rechnung zu tragen. BÄUMER (2000) entwickelt eine Methodik, mit der die Lebenszykluskosten von Anlagenelementen dargestellt, unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten analysiert und hinsichtlich der Handlungsmöglichkeiten eines Anlagenbetreibers bewertet werden können.

Prinzipiell braucht man für Ertüchtigungsplanungen mindestens die gleichen Grundlagen wie für eine Neuplanung. Dabei ergibt sich der Vorteil, auf Betriebsdaten und Langzeiterfahrungen einer bestehenden Anlage zurückgreifen zu können (KROISS 1992). Dieser Vorteil kann sich leicht ins Gegenteil verkehren, wenn dieser Datenpool nicht kritisch auf Plausibilität und Aussagekraft geprüft wird (SCHWEIGHOFER, 1994).

Zu dieser Datenprüfung sei angemerkt, dass der wichtigste „Datenspeicher“ dieses Datenpools nicht unausgewertet bleiben darf, nämlich das Erfahrungswissen des Betriebspersonals. An dieser Stelle sind i.a.R. Kenntnisse, Betriebszusammenhänge und -abläufe abfragbar, die weder Eingang in das Betriebstagebuch finden noch digitalisiert vorliegen.

RosÉN/MORLING (1998) weisen zusätzlich auf die mentale Überzeugungsarbeit hin, die gelegentlich ingenieurseitig im Zusammenhang mit Ertüchtigungsvorhaben zu leisten ist. Denn sofern sich ein Ertüchtigungserfordernis wenigstens teilweise aus betrieblichen Problemen ergibt und das Betriebspersonal über diese Situation entsprechend „frustriert“ ist, werden Ansinnen, die vorhandene Anlage „nur“ zu ertüchtigen, dann und wann mit den Worten kommentiert: „*Um Gottes Willen, bloß keine Ertüchtigung dieser alten, kranken Anlage*“ („*For heavens sake, not another retrofit of this old weary plant*“).

Mittlerweile kann auch von Langzeiterfahrungen gesprochen werden, wenn es um Kläranlagenertüchtigungen geht. Sicherlich hat es in den letzten 10 Jahren sehr viele Neubaumaßnahmen gegeben, aber an vielen Stellen konnten die erhöhten Anforderungen an die weitergehende Abwasserreinigung auch durch die Ertüchtigung einer bestehenden Anlage erfüllt werden. Diese durch die Wissenschaft begleiteten praktischen Erfordernisse führten – auch unter dem Einfluss des Kostendrucks – zu einer stetigen Weiterentwicklung

- ⇒ der Modellierung von Kanalsystemen,
- ⇒ der Modellierung der biologischen Abwasserreinigung (v.a. ihrer Anwendbarkeit bezüglich des zugehörigen Softwareangebotes und dessen Bedienungsfreundlichkeit),
- ⇒ von Mess-, Steuer- und Regelkonzepten bis hin zur Online-Simulation,
- ⇒ von Abwasserreinigungsverfahren, die ein entsprechendes Potenzial als Ertüchtigungsmaßnahme versprechen (separate Prozesswasserbehandlung, Biofiltration, Wirbelbettverfahren oder MBR-Verfahren).

Trotz dieser breiten Erfahrungen und des gestiegenen Prozessverständnisses wird vielfach der Betrieb von Pilotanlagen im groß- oder halbtechnischen Betrieb als lohnend erachtet, zumindest dann, wenn die Kosteneinsparungen oder die Verringerung des Risikos durch mehr Wissen aus Pilotversuchen größer als die Versuchskosten sind (KROISS 2000). Dieser Weg ist ohnehin dann unausweichlich, wenn das großtechnische Erfahrungspotenzial für eine kritische Übertragung auf ähnliche Verhältnisse nur sehr eingeschränkt (z.B. bei einer Wirbelbettbelebung oder beim MBR-Verfahren) gegeben ist.

3.2.1 Maßnahmen im Entwässerungsgebiet bzw. Kanalnetz

Maßnahmen im Entwässerungsgebiet bzw. im Kanalnetz müssen in die Überlegungen einbezogen werden. In manchen Kommunen – speziell in ländlich struktu-

rierten Gebieten – ist die Tendenz erkennbar, in die Bekämpfung von Wirkungen auf der Kläranlage, nicht jedoch von Ursachen im Kanalnetz zu investieren. So werden Fremdwasserzuflüsse von bis zu 200% im Kanalnetz toleriert und die Rohrleitungen und die auf Mischwasserlastfälle auszulegenden Anlagenteile auf der Kläranlage entsprechend überdimensioniert. Würde in solchen Fällen bspw. eine Kanalsanierung derart vorgenommen, dass der Fremdwasseranteil auf ein Normalmaß von rund 50% reduziert würde, könnte mancher Kläranlage eine Ertüchtigung erspart bleiben.

Weiterhin verspricht eine intensivierte Forschungs- und Entwicklungstätigkeit sowie Anwendung von mathematischen Modellen zur Beschreibung der Wechselwirkung (Hydraulik, Stofftransport inkl. Ablagerung und Remobilisierung) zwischen Kanalnetz und Kläranlage eine optimierte Nutzung des Kanalvolumens für Abwasserspeicherung durch Steuerung des Abflusses im Kanal und der Beschickung der Kläranlage (INTERURBA II 2001).

3.2.2 Entlastung durch Teilstrombehandlung

In Abhängigkeit vom erforderlichen Reinigungsziel und der Art der Schlammbehandlung kann ein wirtschaftlicher Ertüchtigungsansatz darin bestehen, Abwasser- teilströme

- ⇒ zweckmäßig zu bewirtschaften,
- ⇒ vorzubehandeln und anschließend mit einer verminderten Schmutzfracht wieder in den Abwasserhauptstrom einzuleiten,
- ⇒ vollständig zu reinigen.

Üblicherweise sind solche Überlegungen für die Reinigung der oft stark stickstoffbelasteten Prozesswässer sinnvoll. Es kann sich jedoch auch um einen stark belasteten Abwasserstrom eines Direkteinleiters handeln, der vor der Vermischung mit dem kommunalen Abwasserstrom teilgereinigt wird (Beispiel: Vorbehandlung eines hochbelasteten Brauereiabwasserstromes).

Unter Bewirtschaftung von Teilströmen ist die Speicherung und Dosierung zu belastungsschwächeren Zeiten zu verstehen.

Die separate Teil- oder Vollbehandlung von Rückläufen aus der Schlammbehandlung zur Stickstoffoxidation und Stickstoffentfernung ist Gegenstand zahlreicher Veröffentlichungen und Fachtagungen gewesen. Als aktuelle Beispiele sollen die Arbeit von LIEBIG (2001), der im labor-, halb- und großtechnischen Maßstab Nitrifikation und Denitrifikation von Prozesswässern im Chemostaten (biologische Abwasserbehandlung ohne Schlammkreislaufführung) zuzüglich einer Schlammbtrennung mittels Membranfiltration untersuchte, sowie die langjährigen Untersuchungen der Prozesswasserbehandlung in einem SB-Reaktor (WETT/DENGG 2001) auf der Abwasserreinigungsanlage Stras/Österreich (225.000 EW) genannt sein.

Einen weiteren verfahrenstechnischen Lösungsansatz zur Ertüchtigung der Nährstoffelimination aus dem Bereich der Schlammvorbehandlung bietet die Vorver-säuerung von Primärschlamm in einem separaten Anaerobreaktor (Fermenter). Durch Steuerung der Aufenthaltszeit (2 bis 3 Tage) und der Temperatur (ca. 25°C) wird in diesem Fermenter die anaerobe Faulung des Primärschlammes nach der Hydrolysephase unterbrochen und dadurch ein Zugewinn an leicht abbaubarem organischem Substrat erreicht, welches für die weitere biologische Abwasserbe-handlung genutzt werden kann. BRINCH et al. (1994) berichten über Kläranlagen in den USA (Mason Farm WWTP) und Dänemark (Tuelsø WWTP), die auf diese Weise ertüchtigt wurden. Für diese Verfahrensweise sind allgemeingültige Be-messungsansätze zurzeit noch nicht vorhanden, so dass Voruntersuchungen zwingend erforderlich sind.

3.2.3 Optimierung des Kläranlagenbetriebes

Die Optimierung des Kläranlagenbetriebes ist das klassische Einsatzgebiet der dynamischen Simulation, sofern der fehlerhafte Betrieb nicht personell verursacht ist. Hier sind zeit- und kostenschonende Variantenbetrachtungen, Prognosen und Optimierungsmöglichkeiten im laufenden Betrieb gerade durch das Hilfsmittel der dynamischen Simulation möglich geworden. Nach erfolgter Kalibrierung des Simu-lationsmodells können verschiedene abwassertechnische Betriebs- und Verfah-rensvarianten sowie MSR-Strategien simuliert und miteinander verglichen werden. Beispiele solcher Anwendungen sind in Kap. 4.3.2 genannt.

3.2.4 Mitnutzung vorhandener Anlagenkomponenten

3.2.4.1 Allgemeines

Die Mitnutzung vorhandener Anlagenkomponenten in Erwägung zu ziehen, setzt voraus,

- ⇒ dass die bauliche Substanz und die in dem Gewerk enthaltene maschi-nentechnische Ausrüstung (nicht zwingend) eine Weiternutzung überhaupt zulassen,
- ⇒ dass sich die Bausubstanz (mit/ohne maschinentechnische Ausrüstung) überhaupt in das zukünftige, evtl. geänderte Verfahrenskonzept sinnvoll einbinden lässt,
- ⇒ dass eine Mitnutzung nicht zu unverhältnismäßigen Erschwernissen führt, weil die zugehörige Baumaßnahme unter laufendem Anlagenbetrieb statt-finden muss.

Die Ertüchtigungsvarianten, die sich aus der Berücksichtigung vorhandener Bausubstanz ableiten lassen, sind in Abbildung 2 dargestellt. Die im Rahmen dieser Arbeit behandelten Konzepte sind dort hervorgehoben.

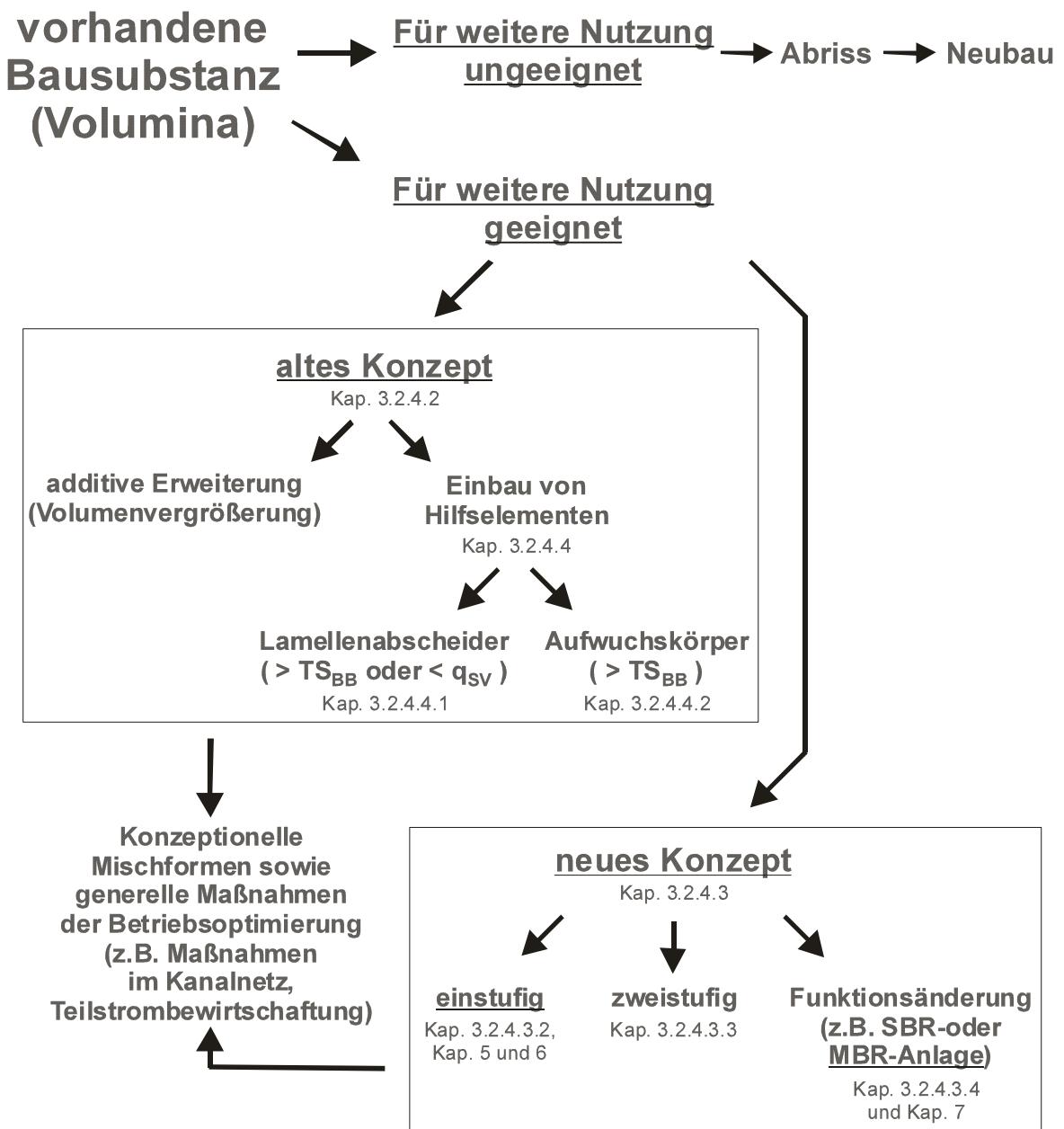


Abbildung 2: Möglichkeiten der Mitnutzung vorhandener Bausubstanz
bei der Ertüchtigung von Kläranlagen

3.2.4.2 Vergrößerung der Belebungs- und Nachklärvolumina unter Beibehaltung der Grundkonzeption

Manche Anlagenkonzeptionen, die in den 70er Jahren hinsichtlich einer Elimination organischer Verbindungen entwickelt wurden, erweisen sich unter den aktuell geltenden Anforderungen als ungeeignet oder zumindest nur unter großem betrieblichen und finanziellen Aufwand umrüstbar.

Sofern eine Erweiterungsmöglichkeit bereits in der Urplanung platzmäßig, verfahrenstechnisch und strukturell (d.h. einfache Möglichkeit der rohrleitungs- und stromtechnischen Anbindung an den Bestand) berücksichtigt worden ist, kann die Vergrößerung des Reaktions- und/oder Sedimentationsraumes bei gleich bleibender Verfahrenstechnik die wirtschaftlichste Ertüchtigungsvariante sein.

Je nach individueller Fallkonstellation kann aber auch eine Verfolgung einer der nachfolgend erläuterten Strategien mit oder ohne Vergrößerung der Volumina die sinnvollste Alternative darstellen.

3.2.4.3 Neues Verfahrenskonzept

3.2.4.3.1 Allgemeines

In vielen Fällen ist eine Kläranlagenertüchtigung mit einer grundsätzlichen Änderung des verfahrenstechnischen Konzeptes verbunden.

Dabei haben einige Ertüchtigungsvorhaben in der Vergangenheit gezeigt, dass eine sinnvolle Option für ein neues Verfahrenskonzept darin gesehen werden kann, die Stufigkeit des Reinigungsprozesses zu verändern. Zu unterscheiden ist hierbei, ob eine vorhandene einstufige Abwasserreinigungsanlage durch Ergänzung des zusätzlich erforderlichen, verfahrensgleichen Belebungsraumes (z.B. Tropfkörper oder Belebungsbecken) und Nachklärvolumens auch zukünftig als einstufige Anlage verbleibt oder ob sie durch Vor- oder Nachschaltung einer zusätzlichen Reinigungsstufe, sei es mit fixierter oder suspendierter Biomasse, erweitert wird und somit eine zwei- oder mehrstufige Anlage entsteht.

3.2.4.3.2 Einstufiger Ausbau

Vor dem Hintergrund, dass die häufigste Ursache für ein Ertüchtigungserfordernis die gestiegenen Reinigungsanforderungen hinsichtlich der weitergehenden Stickstoffelimination sind, besteht die Notwendigkeit, den für eine gezielte Nitrifikation und Denitrifikation erforderliche Schlammmasse im System vorzuhalten. Dies gilt sowohl für Systeme mit suspendierter als auch mit fixierter Biomasse.

Die bei Systemen mit suspendierter Biomasse am häufigsten umgesetzte Ertüchtigungsmaßnahme ist, das vorhandene, auf Kohlenstoffelimination bemessene Belebungsvolumen um den zusätzlich erforderlichen Volumenanteil für die Stickstoffelimination (Nitrifikation + Denitrifikation) zu erweitern. Am meisten Verbreitung findet bei den Verfahren mit suspendierter Biomasse die vorgeschaltete Denitrifikation.

Alternativ kann in Abhängigkeit von den örtlichen Randbedingungen eine sinnvolle Volumenkaskadierung mit einer entsprechenden Aufteilung des Zulaufstromes in die einzelnen Kaskaden, verbunden mit einer Erhöhung des mittleren TS_{BB}-Gehaltes ohne Mehrbelastung für die Nachklärung, eine wirtschaftlichere Variante sein, v.a. dann, wenn dadurch eine Erweiterung des vorhandenen Belebungsvo-

Iumens kleiner ausfallen kann oder ganz entbehrlich wird. Dieses Verfahren ist als Kaskadendenitrifikation (SCHLEGEL 1994) bekannt.

Auch bei Systemen mit fixierter Biomasse, gemeint sind damit in erster Linie Tropfkörperanlagen, sind verfahrensgleiche Ertüchtigungen mittlerweile theoretisch denkbar, seit die Denitrifikation im Tropfkörper gemäß Arbeitsblatt-A 281 als Stand der Technik anzusehen ist (ATV-Dvwk 2001).

3.2.4.3.3 Zweistufiger Ausbau

Sind einstufige Abwasserreinigungsanlagen überlastet, besteht die Möglichkeit, sie ohne bauliche Veränderung durch Vor- oder Nachschaltung einer zusätzlichen Reinigungsstufe zu ertüchtigen. Aus einer einstufigen entsteht eine zwei- oder sogar mehrstufige Anlage.

Bei Umstellung einer auf Kohlenstoffelimination ausgelegten Anlage auf weitergehende Nährstoffelimination mit der damit einhergehenden Belebungsvolumenverdopplung bis -verdreifachung kann eine sinnvolle Möglichkeit darin bestehen, die vorhandene Belebung zukünftig als 1. Belebungsstufe und die vorhandene Nachklärung zukünftig als Zwischenklärung zu betreiben und diese 1. Reinigungsstufe um eine bedarfsgerechte 2. Reinigungsstufe zu erweitern (KLAGER 2001).

Zweistufige Anlagen können in die konventionelle zweistufige Ausführung und die später etablierten Verfahrensweisen wie A-B-Verfahren oder Hybridverfahren unterteilt werden.

Konventionelle zweistufige Belebungsanlagen bestehen aus zwei hintereinander durchflossenen Belebungsanlagen mit getrennten Rücklaufschlammkreisläufen. Der Überschusschlamm der zweiten Stufe wird i.d.R. in den Schlammkreislauf der ersten Stufe gegeben. Eine Vorklärung ist nicht in jedem Fall erforderlich (ATV 1997a). In dieser Konzeption wird die erste Stufe mit einer gegenüber konventionellen einstufigen Anlagen erhöhten Schlammbelastung, die aber noch für einen recht weitgehenden Kohlenstoffabbau ausreichend ist, und die zweite Stufe demgegenüber mit einer deutlich niedrigen Schlammbelastung zur Nitrifikation betrieben. Die Volumina beider Stufen unterscheiden sich nicht wesentlich, die TS_{BB}-Gehalte liegen in den üblichen Bereichen des Belebungsverfahrens.

Diese Anlagenbauform zeichnet sich durch deutliche Volumeneinsparungen gegenüber einstufigen Verfahrenskonzepten aus, wenn nur Kohlenstoffelimination und Nitrifikation gefordert sind. Bei großen Kläranlagen waren die absoluten Summen, die bei diesem Anforderungsniveau einsparbar waren entsprechend hoch, so dass einige große Anlagen in Deutschland seinerzeit in dieser Art gebaut oder erweitert wurden. Zu nennen sind bspw. die Anlagen Frankfurt-Niederrad, Frankfurt-Sindlingen, Hamburg-Köhlbrandhöft, München (Gut Marienhof, Gut Großlappen). Das Hauptklärwerk Wien wurde 1980 als einstufige Belebungsanlage in Betrieb genommen. In 18 Jahren seit 1984 wurden diverseste Studien zum

Ausbau erstellt und beschlossen, die im wesentlichen ebenfalls einen Umbau zu einer konventionellen zweistufigen Anlage inkl. einer Vorklärstufe vorsehen (KLAGER 2001).

Die zusätzliche Forderung nach einer weitgehenden Stickstoffentfernung (also einer zusätzlichen Denitrifikationsstufe) stellte Anlagen dieses Verfahrenstyps nun vor erhebliche Probleme, da in der zweiten Stufe eine vorgeschaltete Denitrifikation mangels ausreichender Kohlenstoffversorgung nur unzureichende Leistungen erbringt (ATV 1997a). Es sind daher an verschiedenen Standorten unterschiedliche Lösungskonzepte umgesetzt worden.

DORNFELDER (1998) beschreibt mögliche Verfahrensweisen, mit denen in einer zweistufigen Belebungsanlage eine optimierte Stickstoffelimination erreicht werden kann. Bewährt haben sich dabei in Pilotversuchen zur Ertüchtigung der Kläranlage Wien die Umleitung von Rohabwasser um die erste Stufe in die zweite (Bypass), die Rückleitung von nitrifiziertem Ablauf in die erste Stufe (Rückpass) und die Rückführung von Überschussschlamm aus der zweiten in die erste Stufe, so dass beide Stufen zur Nitrifikation und Denitrifikation beitragen (Hybrid-Verfahren, GEYER 2001). In Deutschland wurden ähnliche Konzepte realisiert oder es wurde eine nachgeschaltete Denitrifikation in Festbettreaktoren unter Zugabe von externem Kohlenstoff eingesetzt.

Als weitere zweistufige Verfahrensweise ist das Adsorptions-Belebungsverfahren (A-B-Verfahren) (BÖHNKE 1984/1986; GETHKE 1983) zu nennen, welches sich gegenüber den konventionellen zweistufigen Belebungsverfahren dadurch auszeichnet, dass keine Vorklärung existiert, die erste Belebungsstufe sehr klein ist und mit geringen TS_{BB} -Gehalten von etwa $2 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bei entsprechend sehr hoher Schlammbelastung betrieben wird. Kennzeichnend ist zudem eine strikte Trennung der Schlammkreisläufe der beiden Stufen. Wegen der höheren Belastung der ersten Stufe erfolgt dort nur ein Teilabbau, so dass – sofern Denitrifikation gefordert wird – die Probleme der Kohlenstoffversorgung der zweiten Stufe dadurch abgemildert werden. A-B-Anlagen wurden z.B. in Köln-Stammheim, Krefeld, Rotterdam-Dokhaven und etlichen anderen Standorten realisiert.

Eine zweistufige Anlage kann auch durch eine Kombination von Verfahren mit fixierter und suspendierter Biomasse entstehen (vgl. Kap. 3.2.4.4.2), wenn bspw. eine vorhandene Belebungsstufe mit fixierter Biomasse (Tropfkörper) um eine nachgeschaltete konventionelle Belebungsstufe mit suspendierter Biomasse ergänzt wird. Es gibt weitere Beispiele, bei denen der entgegengesetzte Weg gegangen wurde. So wurde die Kläranlage Rya in Göteborg (775.000 EW) mit Hilfe von nitrifizierenden Tropfkörpern ertüchtigt. Die bis dahin vorhandene Belebung wurde komplett als Denitrifikationsstufe genutzt (BALMÉR et al. 1998). Zahlreiche Ausführungsbeispiele für solche Mischformen (erste Stufe Tropfkörper / zweite Stufe Belebung oder erste Stufe Belebung / zweite Stufe Tropfkörper) oder zweistufige Tropfkörperanlagen nennt der ATV-Arbeitsbericht (1994).

Anfang der 90er Jahre wurde in Deutschland die Biofiltration als ein Verfahren, das biologische Abwasserreinigung und Feststoffrückhalt auf sehr engem Raum kombiniert, für Ertüchtigungsmaßnahmen mit einem begrenzten Platzangebot interessant. Bezüglich der Bau- und Funktionsweise, Gestaltung, technischen Ausrüstung und Spülzyklen weist dieses Verfahren große Ähnlichkeiten mit den bisher oft als dritte Reinigungsstufe zur weitgehenden Phosphorelimination, Restnitritifikation oder nachgeschalteten Denitrifikation eingesetzten (Flockungs-) Filtrationssystemen auf (SCHMID-SCHMIEDER 2001).

In halbtechnischen Untersuchungen zur möglichen Ertüchtigung der Kläranlage Kassel mit einer nachgeschalteten Denitrifikation in einem Festbettreaktor mit externer Kohlenstoffdosierung (Methanol) konnte sowohl unter Trocken- als auch Regenwetterbedingungen eine stabiler Denitrifikationsprozess mit ausreichender Raumabbauleistung zur Einhaltung der Überwachungswerte nachgewiesen werden (TELGMANN/FRECHEN 2000).

Mittlerweile wird dieses Verfahren auch zur Vollreinigung des Abwassers eingesetzt. Gegenwärtig werden ca. 20 Anlagen in Deutschland mit einer Biofiltration als nachgeschaltete Reinigungsstufe oder zur Vollreinigung betrieben. GASSEN (2000) gibt einen Überblick über die Betriebsweisen und Anlagengrößen.

3.2.4.3.4 Funktionsänderung

Ertüchtigungsmaßnahmen haben bereits in der Vergangenheit häufig das Umfunktionieren vorhandener Anlagenelemente beinhaltet. Aufgrund neuer Belastungssituationen oder Reinigungsanforderungen sowie aufgrund neuer Forschungserkenntnisse waren bspw. Belebungsbecken unterdimensioniert oder Vorklärstufen überdimensioniert und wurden als Speichereinheiten für Mischwasser oder Prozesswasser weitergenutzt. Gleichzeitig musste in erheblichem Umfang neues Volumen zur Abwasserreinigung geschaffen werden, so dass der Neubauanteil an der Gesamtmaßnahme deutlich überwog.

Jüngere Verfahrensweisen wie die SBR-Technologie, die sich in Deutschland in den letzten 10 bis 15 Jahren entwickelt hat und mittlerweile als Stand der Technik anzusehen ist, oder das MBR-Verfahren, welches gegenwärtig noch in den großtechnischen Kinderschuhen steckt, lassen nun die Möglichkeit zu, vorhandene Gewerke einer konventionellen Belebungsanlage in einem neuen Verfahrenskonzept einer veränderten Nutzung zuzuführen und gleichzeitige Neubauerfordernisse deutlich zu reduzieren.

Dabei bedarf es bei Umsetzung der SBR-Technologie jedoch eines vorhandenen (Belebungs-) Beckens, das über eine entsprechende Beckentiefe verfügt. Solche Randbedingungen sind gelegentlich auf Kläranlagen im ländlichen Raum anzutreffen, die aufgrund ihrer Ausbaugröße (ca. 5.000 EW bis 15.000 EW) und möglicherweise aufgrund empfindlicher Vorflutverhältnisse, die sich in verschärften Reinigungsanforderungen niederschlagen, für naturnahe Abwasserreinigungsanlagen

wie Pflanzen- oder Teichkläranlagen ungeeignet waren und bei denen sich der Betreiber für eine Kompaktlösung in Form von Kombi-Becken entschieden hat. Diese Becken beinhalten in Rund- oder Rechteckbauweise sowohl die Belebungsstufe als auch die Nachklärung. Im Ausbaufall sind die Erweiterungsmöglichkeiten (Beckenaufhöhung oder gleichartiger Beckenneubau oder Beckenneubau bei gleichzeitiger Umfunktionierung des Kombi-Beckens) ebenso begrenzt wie unkomfortabel. In solchen Fällen kann das SBR-Verfahren einen wirtschaftlichen Lösungsansatz – mittlerweile auch für Teichkläranlagen (CWSBR-Verfahren) – bieten (FG SIWAWI KASSEL 2000, DEDERICH et al. 2003).

Ein deutliches höheres Ertüchtigungspotenzial bietet die Membrantechnologie, da durch sie Anlagen, deren Reinigungsanforderungen von reiner Kohlenstoffelimination hin zu weitergehender Nährstoffelimination ansteigen, ohne Neubau im Bereich der Belebungsstufe ertüchtigt werden können. So müsste das Belebungsvolumen der Kläranlage Edermünde, auf die später noch ausführlich eingegangen wird, annähernd vervierfacht werden, sofern die Anlage konventionell ertüchtigt würde. Dies kann durch eine Umfunktionierung des vorhandenen Nachklärbeckens zu einem zusätzlichen Belebungsbecken, eine entsprechende Anhebung des Trockensubstanzgehaltes und die Implementierung von Membranfiltrationsmodulen in der Belebungsstufe kompensiert werden (FRECHEN et al. 2001). Das Verfahren bietet weitere konzeptionelle Ertüchtigungsmöglichkeiten, die zum einen in einer Filtration des Nachklärbeckenablaufes und zum anderen in einer Teilstromfiltration, die auch lastfallabhängig betrieben werden kann, zu sehen sind.

Ohnehin ist die Membranfiltration in Betracht zu ziehen, wenn strengste Ablaufkriterien wie Keimreduzierung oder Keimfreiheit an die Güte der Abwasserreinigung angelegt werden.

Im Gegensatz zur SBR-Technologie gibt es im Technischen Regelwerk noch keine allgemein anerkannten Regeln für die Bemessung und die Ausbildung von MBR-Anlagen, weswegen gegenwärtig noch Pilotversuche zur Unterstützung solcher Bemessungen anzuraten sind.

3.2.4.4 Ertüchtigung durch Einsatz von Hilfselementen

Die Ertüchtigung bestehender Verfahrensstufen kann auch durch den Einbau von Hilfselementen erfolgen, sofern die Bausubstanz ausreichend ist, um eine Weiternutzung wirtschaftlich zu gestatten. Vorteil hierbei ist, dass kein zusätzlicher Platz benötigt wird.

In der Belebungsstufe lässt sich eine bessere Reinigungsleistung dadurch erzielen, dass durch die Erhöhung der Schlammmenge das Schlammlaster erhöht wird. Gleichzeitig lässt sich für die Nachklärstufe speziell durch den Betrieb von Lamellenabscheidern eine Reduzierung der Zulaufbelastung (Schlammvolumenbeschränkung) erreichen.

Zwei technische Verfahrensweisen versprechen hier eine Lösungsmöglichkeit, nämlich der Einsatz von:

- ⇒ Lamellenabscheidern und
- ⇒ Aufwuchskörpern (Wirbelbettbelebung).

3.2.4.4.1 Einsatz von Lamellenabscheidern

Unter Lamellenabscheidern (oder Lamellenseparatoren oder Parallelplattenabscheidern) sind flächige, plattenförmige Schrägeinbauten (aus PE, PVC, GFK, Edelstahl oder beschichtetem Stahl) im Belebungsbecken oder im Nachklärbecken zu verstehen. Zwischen diesen parallelen Einbauten erfolgt in einem laminaren Strömungsfeld der Sedimentationsvorgang, wobei die maximale Sinkhöhe nur noch dem vertikalen Lamellenabstand entspricht (PLAß 1997).

Je nach Durchströmungsart der Lamellenpakete werden Gleichstrom-, Gegenstrom-, Kreuzstrom- und Diagonalstrombetrieb unterschieden. Abbildung 3 zeigt die Einbausituation eines im Ablauf des Belebungsbeckens betriebenen Lamellenabscheiders.



Abbildung 3: Einbau eines Lamellenabscheidlers

Prinzipiell handelt es sich hierbei um eine zweistufige Feststoffabtrennung, wobei die erste Stufe, die Feststoffvorabtrennung, bereits im Belebungsbecken vollzogen wird, während ein konventionelles Nachklärbecken als zweite Stufe die Trennung des Belebtschlammes vom gereinigten Abwasser vornimmt. Durch diese Verfahrensweise ist es möglich, einen vergleichsweise hohen Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken zu halten, die Nachklärung jedoch durch den Einsatz der Lamellenabscheider mit einem wesentlich reduzierten Trockensubstanzgehalt zu beaufschlagen. Gleichzeitig belegen Untersuchungen, dass das Verfahren keine Verschlechterung des ISV nach sich zieht. Der gegenteilige Effekt konnte dann beobachtet werden, wenn in den Lamellen zunächst der leichter sedimentierbare

Belebtschlamm abgeschieden wird und nur der schwerer absetzbare Belebtschlamm in den Rücklaufstrom gelangt und folglich auch nur dieser als Überschussschlamm aus dem System entnommen wird (PLAß 1997).

SCHÖNBERGER et al. (2001) berichten über positive Erfahrungen mit dem Einbau von Lamellenpaketen in einen Umlaufgraben zur Ertüchtigung der Kläranlage Netphen (12.000 EW). KOLISCH/ROLFS (2001) schildern den Einsatzfall von Lamellenabscheidern auf der Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen (650.000 EW) und berichten über die ersten großtechnischen Betriebserfahrungen.

BUER (2000) berichtet über die halb- und großtechnischen Untersuchungen der Einsatzmöglichkeiten von Lamellenabscheidern im Zulaufbereich von Nachklärbecken und deren Bemessung. BUER kommt zu dem Ergebnis, dass sich je nach Randbedingungen durch Lamellenabscheider sonst erforderliche Kapazitätserweiterungen von bis zu 40% einsparen lassen. Die Volumenabnahme resultiert dabei im wesentlichen aus der Reduzierung der notwendigen Nachklärbeckentiefe, wodurch sich eine Sanierungsmöglichkeit von Nachklärbecken ergibt, die vor der Ertüchtigung ein zu geringes Volumen besitzen, hinsichtlich der geometrischen Proportionen jedoch regelkonform sind. Darunter ist jedoch nicht zu verstehen, geometrisch nicht regelkonforme Becken in einen betriebstauglichen Zustand zu versetzen.

Das Verfahren befindet sich zurzeit noch im Untersuchungsstadium. Allgemein anerkannte Regeln der Technik für die Bemessung und die Ausbildung der Lamellenabscheider gibt es noch nicht. Hinweise zu den Zusammenhängen einzelner Einflussgrößen gibt ein Arbeitsbericht (Atv-Dvwk 2003a).

3.2.4.4.2 Einsatz von Aufwuchskörpern

Aufwuchskörper können sowohl getauchte, stationäre Festbetten als auch mobiles, im Belebungsreaktor in Schwebefestigkeit gehaltenes Trägermaterial (*carrier*) sein. Man spricht hierbei vom Wirbelbett- bzw. MBBR-Verfahren (*moving bed biofilm reactor*). Die Entwicklung des letztgenannten Verfahrens resultierte aus den Nachteilen von Festbettreaktoren, in denen bspw. Verstopfungserscheinungen, Kanalbildungen, Totzonenbildung und Abweidevorgänge festgestellt wurden.

Der prinzipielle Ansatz besteht darin, eine vorhandene, überlastete Belebungsstufe, in der die Trockensubstanz ausschließlich in Suspension vorliegt, durch den Einbau von Aufwuchskörpern um fixierte Bakterienmasse (Biofilm) zu ergänzen und dadurch die Reinigungsleistung zu erhöhen (ØDEGAARD et al. 1993).

Die Verwirbelung der Aufwuchskörper mit einer spezifischen Oberfläche von $400 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-3}$ Trägerschüttvolumen bis über $1.000 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-3}$ Trägerschüttvolumen erfolgt je nach Beckenzone durch Sauerstoffeintrag oder Röhrenreinrichtungen. An den Zu- und Abläufen der Reaktoren sind Siebe oder Sedimentationsvorrichtungen montiert, die den Austritt des Trägermaterials verhindern. Für die Aufwuchskörper

werden Kunststoff (z.B. PE) oder fein gekörntes mineralisches Material (z.B. Tonprodukte) jeweils mit einer dem Wasser ähnlichen Dichte verwendet, um sie leicht verwirbeln bzw. in Schwebefestigkeit zu halten zu können. Je nach Betriebsweise und eingesetztem Trägermaterial werden Kaldnes-, Natrix- oder Linpor-Verfahren und noch einige mehr voneinander unterschieden.

Der Verlust an Belebungsvolumen muss dabei durch den Zugewinn an Biomasse deutlich überkompensiert werden.

Gewünschter Nebeneffekt, der aus der Bewegung der Träger resultiert, ist die Zerkleinerung der Luftbläschen in der aeroben Zone der Belebung, die dadurch eine größere spezifische Oberfläche für einen besseren Gasaustausch erhalten. Außerdem verbleiben die Luftbläschen durch Anheften an das Trägermaterial länger im Wasser, wodurch die Effizienz des Sauerstoffeintrages mit steigender Füllrate erhöht wird.

Äußerst vorteilhaft ist, dass eine Nachrüstung in vielen Fällen ohne Betriebsunterbrechung der Anlage erfolgen kann.

Den genannten Vorteilen stehen wirtschaftliche Nachteile entgegen, die in den Materialkosten, den erhöhten Energiekosten für die Verwirbelung und den Rückhaltesystemen zu sehen sind (WALDHOFF 2001).

Der Einsatz in diskontinuierlichen Belebungsanlagen wie z.B. SBR-Anlagen wird derzeit untersucht (HELNESS/ØDEGAARD 2001).

Allgemeingültige Bemessungsansätze stehen zurzeit noch nicht zur Verfügung. Die Bemessung erfolgt bspw. getrennt nach Biofilm- und Belebtschlammibiologie auf der Grundlage des Technischen Regelwerks der ATV-DVWK.

SCHMID-SCHMIEDER (2001) verglich in seiner Arbeit die Leistungsfähigkeit von Biofilmverfahren mit der Zielsetzung, Dimensionierungsansätze für Biofilmstufen (sessile Biologie auf Trägermaterial) zur weitgehenden Stickstoffelimination anhand von halbtechnischen Untersuchungen zu entwickeln. Im Rahmen dieser Untersuchungen konnten sehr gute Kohlenstoff- und Stickstoff-Eliminationsleistungen erzielt und die zugehörigen Betriebsparameter (Füllvolumen) und Leistungsparameter wie C_{BSB^-} , S_{NH4^-} und S_{NO3^-} -Raumbelastungen angegeben werden.

3.3 Schlussbetrachtung

Die in Kap. 3.2 dargestellten Lösungsansätze erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Die vorgestellten Verfahrensmöglichkeiten lassen die Bandbreite des Maßnahmenspektrums erkennen, aus welchem der planende Ingenieur die optimale Ertüchtigungsvariante auswählen kann. Die optimale Ertüchtigungsvariante muss dabei den Anspruch erfüllen,

- ⇒ bedarfsgerecht unter Berücksichtigung der abwasserseitigen Anforderungen und der Belastungssituation und
- ⇒ wirtschaftlich im Hinblick auf die Investitionen und die Jahreskosten

zu sein. Dabei sind einzelfallabhängig diverse weitere, nicht nur verfahrenstechnische, sondern auch monetär nicht bewertbare Gesichtspunkte zu beachten und abzuwägen, die eine pauschalierte Vorgehensweise bei der Erledigung der Planungsaufgabe nicht zulassen. Zu berücksichtigen sind

- ⇒ Qualität der vorhandenen Bausubstanz,
- ⇒ Unwägbarkeiten beim Bauen im Bestand und unter laufendem Betrieb,
- ⇒ Realisierungszeitraum und genehmigungsrechtliche Situation,
- ⇒ Betrieb der Kläranlage (Anzahl der Betriebspunkte, Komplexität der Einrichtungen, altersbedingte Aspekte),
- ⇒ Investitionsfördersatz des jeweiligen Bundeslandes für die abwasserbeseitigungspflichtige Körperschaft (Kommune, Zweckverband, o.ä.),
- ⇒ Verfahrensspezifische Fördermöglichkeiten des jeweiligen Bundeslandes. (Das MBR-Verfahren hätte ohne zusätzliche, verfahrensspezifische Förderung durch das Land Nordrhein-Westfalen einem Wirtschaftlichkeitsvergleich mit konventionellen Ausbauvarianten nicht Stand gehalten.)

Auf der Grundlage dieser Randbedingungen und der sinnvoll in Frage kommenden verfahrenstechnischen Möglichkeiten, deren fachliche Aufbereitung dem planenden Ingenieur obliegt, ist schließlich die Entscheidung für die zu realisierende Ertüchtigungsmaßnahme zu treffen. Im optimalen Fall handelt es sich dabei um einen Entscheidungsprozess, der von der abwasserbeseitigungspflichtigen Körperschaft, der Genehmigungsbehörde, dem Planungsingenieur und evtl. weiteren Fachgutachtern stetig begleitet wird.

Zu diesen Fachgutachtern zählen auch wissenschaftliche Institutionen, die dann einen Beitrag zur konzeptionellen Variantenuntersuchung leisten können, wenn Verfahrensweisen anzuwenden und Verfahrenstechniken zu bewerten sind, die zwar den Stand der Technik darstellen, sich aber in der breiten Anwendung oder im großtechnischen Einsatz noch nicht etabliert haben und auch noch nicht Teil des Technischen Regelwerkes sind.

Dies trifft gegenwärtig – bezogen auf die Schwerpunkte dieser Arbeit – auf die dynamische Simulation als Planungshilfsmittel (Verfahrensweise) und auf die Membranfiltration (Verfahrenstechnik) zu. Dabei befinden sich beide Elemente in unterschiedlichen Entwicklungsstadien.

Die dynamische Simulation wird seit ca. 15 Jahren für diverse Aufgaben genutzt (siehe Kap. 4.3.2), die Verwendung als Planungs- und Bemessungsinstrument wurde anfangs kritisch eingestuft, als Ergänzung zur stationären Bemessung ist sie jedoch sinnvoll einsetzbar. Aufgrund der Komplexität der Modellgrundlagen

und der damit verbundenen Anforderungen an die Anwendung der verfügbaren Simulationstools ist der Anwenderkreis eher klein und hat sich bislang nicht im Bereich der Planungsingenieure flächendeckend ausgebreitet.

Die Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung blickt in Deutschland auf eine ca. 5-jährige Geschichte zurück. In Rödingen (Erftverband, Nordrhein-Westfalen) wurde nach einer viermonatigen Versuchsphase die erste großtechnische Anlage für 3.000 EW realisiert und 1999 in Betrieb genommen. Gleichzeitig fand an der Universität Stuttgart eine erste umfangreiche Studie zum Einsatz der Membranfiltration statt (GÜNDER 1999), die jedoch nicht in eine großtechnische Umsetzung mündete. Die weitere Entwicklung wird im Kap. 4.4 ausführlich geschildert.

Eine gleichzeitige Betrachtung der dynamischen Simulation als Planungshilfsmittel und der Membranfiltration als Ertüchtigungskonzept für eine kommunale Abwasserreinigungsanlage unter Berücksichtigung der aktuellen Entwicklung der Ermittlung der Bemessungsgrundlagen beinhaltet somit auf den wichtigsten Planungsfeldern diejenigen Elemente, die den aktuellen Stand der (Planungs-)Technik widerspiegeln. Dabei sollen im Weiteren die einzelnen Potenziale für zukünftige Ertüchtigungsvorhaben aufgezeigt werden, die in der Anwendung dieser Elemente liegen.

4 Stand der Erkenntnisse und der Anwendungen in Bezug auf die Schwerpunkte der Arbeit

4.1 Grundlagenermittlung

4.1.1 Definition

Die Anwendung eines bestimmten Bemessungsansatzes verlangt jeweils eine bestimmte Datenmenge, die als Bemessungsgrundlage bezeichnet wird. Diese Bemessungsgrundlage besteht i.d.R. abhängig von der Anzahl der betrachteten Lastfälle aus einem oder mehreren Datensätzen (hydraulische Daten und Schmutzfrachtdaten), die auf allgemeingültigen oder einzelfallspezifischen Annahmen oder aber auf messbaren Größen basieren (KROISS 1996).

So gesehen ist die Ermittlung von Bemessungsgrundlagen nicht von der Überlegung und Abwägung zu trennen, für welche Lastfälle die Abwasserreinigungsanlage bemessen sein soll.

4.1.2 Einführung

Der Ermittlung der Bemessungsgrundlagen ist bis in die jüngste Vergangenheit kaum Bedeutung beigemessen worden. Dafür mögen zwei Indizien genannt sein:

- ⌚ In der ersten Auflage des Arbeitsblattes-A 131 (ATV 1981), das nach 55 Jahren Betriebserfahrungen in Deutschland die allgemein anerkannten Regeln der Technik für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen im Technischen Regelwerk festgeschrieben hat, wurde der Ermittlung der Bemessungsgrundlagen ein Anteil von nur 5% des Gesamtinhaltes gewidmet. In fachlicher Hinsicht begrenzte sich dies auf die Angabe von Basisgrößen zur Ermittlung des Trocken- und Regenwetterzuflusses und der BSB₅-Fracht vor oder nach einer Vorklarstufe.
- ⌚ In der aktuell gültigen Fassung der HOAI (1996) wird die Grundlagenermittlung als Leistungsphase 1 des Leistungsbildes „Objektplanung für Ingenieurbauwerke“ (§55) mit nur 2% des gesamten Ingenieurhonorars veranschlagt.

Letztgenannter Punkt muss heute als Fehleinstufung und Fehlsignal gewertet werden. Verdeutlicht wird dies auch in der folgenden Abbildung 4, in der die mögliche Einflussnahme auf die Gesamtprojektkosten über die Projektlaufzeit dargestellt ist.

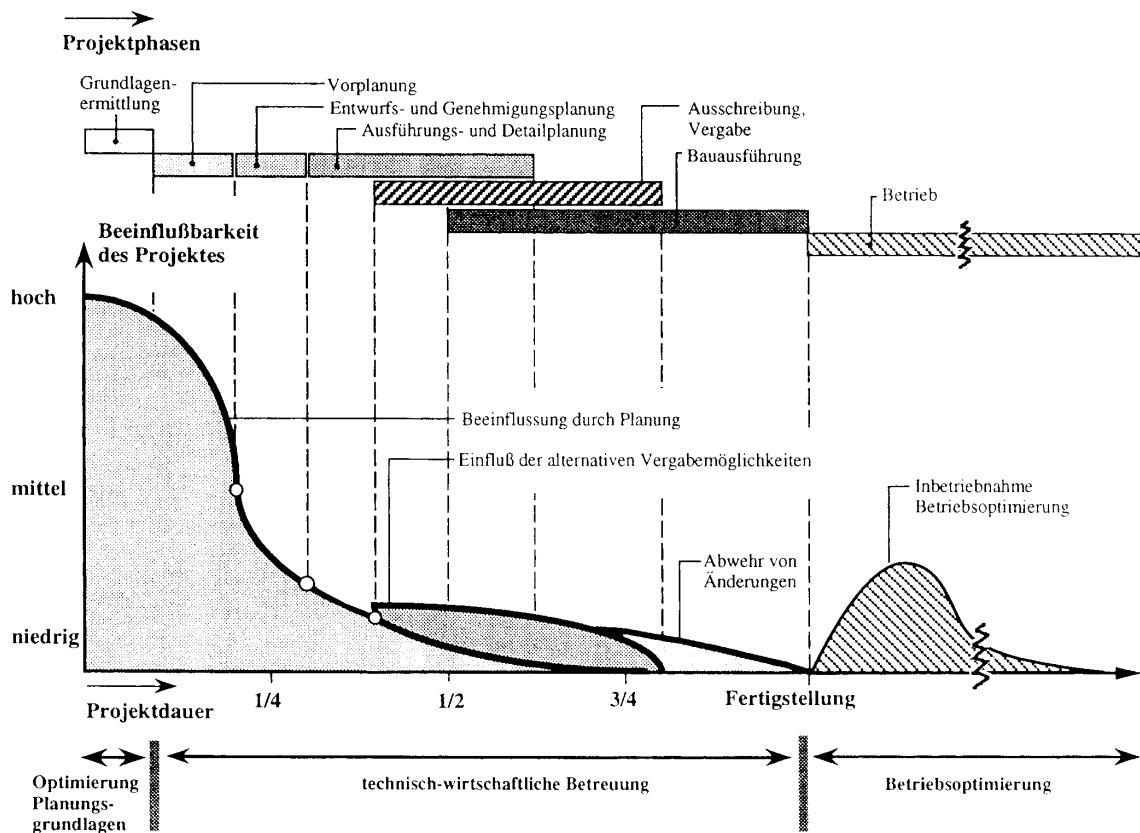


Abbildung 4: Kostenbeeinflussbarkeit während des Projektverlaufes (SCHMITZ 1998)

In den frühen Projektphasen ist die Beeinflussbarkeit der Gesamtprojektkosten wesentlich höher als zum Projektende hin. Insofern liegt an dieser Stelle auch das Kostenpotenzial, das in Einsparungen oder Überteuerungen resultieren kann.

Die Schlussfolgerung kann daher nur lauten, den frühen Leistungsphasen in wesentlich erhöhtem Maße Aufmerksamkeit und Sorgfalt (und die entsprechende Honorierung) zu schenken, ohne demgegenüber die Entwurfs- und Abwicklungsphasen zu vernachlässigen.

Nachfolgend wird der Entwicklungsgang der Grundlagenermittlung im Detail nachgezeichnet und der Aspekt beleuchtet, welche Bedeutung der Eigenkontrolle bzw. Eigenüberwachung, deren Reglementierung den Bundesländern obliegt, dabei zukommt.

4.1.3 Entwicklung der Grundlagenermittlungen

Im Laufe der vergangenen 20 Jahre wurden im Technischen Regelwerk, in erster Linie in den verschiedenen Fassungen des Arbeitsblattes-A 131 (ATV 1981, ATV 1991, ATV-Dvwk 2000; im Weiteren bezeichnet als: A 131) mit jeder Novellierung der Bemessungsvorschriften für biologische Abwasserreinigungsanlagen auch die Ermittlung der Bemessungsgrundlagen überarbeitet. In der ersten Novelle von

1991 waren neben der zusätzlichen Berücksichtigung weiterer Schmutzparameter (CSB, Stickstoff, Phosphor) neben dem BSB₅ auch erstmalig Angaben über die statistische Auswertung von Messdaten enthalten.

Die große Bedeutung der Grundlagenermittlung als Ausgangspunkt für die Ermittlung von Lastfällen für die nachfolgende Bemessung der biologischen Reinigungsstufe wurde aufgrund der Erfahrungen aus der Zeit der stark ansteigenden Planungstätigkeiten im Abwasserbereich in den 80er und 90er Jahren zunehmend erkannt. Eine Ermittlung der Bemessungsgrundlagen auf der Basis von ortspezifischen Messdaten, von denen einige ohnehin im Zuge der Eigenüberwachung kontinuierlich zu bestimmen sind, ist genauer und realistischer als der Ansatz pauschaler und deswegen mit Sicherheitsfaktoren behafteter Literaturwerte. Dies wiederum macht es notwendig, präzise Anleitungen zur Art der Probenahme, zur Auswahl der Daten, deren Differenzierungskriterien (alle Tage, Trocken- oder Regenwettertage, Arbeitstage) und zu ihrer statistischen Auswertung festzulegen.

Im Zuge der statistischen Auswertung wurden 85-Perzentilwerte eingeführt, die wiederum Belastungssituationen eher pauschalieren statt sie zu differenzieren (BÜRGEL et al. 1998), da die Randbedingungen aus zeitlicher Belastungsabfolge und aktueller Betriebsweise der Anlage unberücksichtigt bleiben.

Das Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen hat 1998 im Einvernehmen mit dem Landesumweltministerium Nordrhein-Westfalen ein Merkblatt als verbindliche Handlungsanleitung veröffentlicht, das sich mit der Grundlagenermittlung und der Lastfallproblematik auseinander gesetzt hat (LUA-NRW 1998). Die dort beschriebene Vorgehensweise bezieht in hohem Maße die Verfügbarkeit vorhandener Daten aus der Eigenkontrolle ein und fußt auf der Unterteilung eines Jahres in reale aufeinander folgende Belastungsszenarien. Sie entfernt sich somit von der Generierung synthetischer Lastfälle durch Ermittlung und Kombination von Perzentilwerten verschiedener Schmutzfrachten.

Bezüglich der Datenauswahl wurde in der jüngsten Novellierung des A 131 (ATV-Dvwk 2000) erstmals eine Belastungsermittlung für die Belebungsstufe durch Berücksichtigung aller Tage und nicht nur der Trockenwettertage festgelegt. Darin mag eine Tendenz hin zu der Vorgehensweise des LUA-NRW zu sehen sein. Gleichzeitig wurde auch festgestellt, dass der Beschreibung der Herleitung der Grundlagendaten ein breiterer und ausführlicherer Raum eingeräumt werden muss, um darzulegen, wie maßgebende Schmutzfrachten und -konzentrationen zu ermitteln sind.

Ziel war die Einbeziehung neu hinzu gewonnener betrieblicher Erfahrungen und Ermittlungsansätze (z.B. LUA-NRW 1998) seit der letzten Novellierung sowie eine Vereinheitlichung von Bemessungswerten und ihrer Ermittlung bezüglich des Gesamtsystems aus Kanalisation und Kläranlage. Diesbezüglich wurden Kanalisation und Kläranlage bislang weitgehend getrennt voneinander betrachtet. Dadurch

mangelt es vielfach an einer Datenabstimmung zwischen den Entwässerungssystemen und den Kläranlagen hinsichtlich Terminologie, Datenauswertung, Bezeichnungen oder Indizierung, obwohl die Kläranlage grundsätzlich diejenige Wassermenge aufnehmen und behandeln muss, die ihr aus dem Kanalnetz zufließt. Liegt also eine entsprechende, von den Aufsichtsbehörden genehmigte Kanalnetzrechnung für den Mischwasserfall vor, so ist die dabei ermittelte Wassermenge für den Mischwasserfall Q_m maßgeblich für die Kläranlagendimensionierung.

Deswegen wurde in dieser aktuellen Fassung des A 131 auch bereits auf das mittlerweile im Entwurf vorliegende neue Arbeitsblatt-A 198 (Atv-Dvwk E 2002; im Weiteren bezeichnet als: A 198), welches sich mit der Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen befasst, verwiesen. A 131 und A 198 sind zukünftig als Einheit zu betrachten und zu verwenden.

Zurzeit läuft noch das Einspruchsverfahren gegen den publizierten Entwurf des A 198 (Atv-Dvwk E 2002). Da sich abzeichnet, dass das A 198 in der endgültigen Fassung an zahlreichen Stellen gegenüber dem Entwurf optimiert und präzisiert werden wird, ist eine detaillierte Auseinandersetzung zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht sinnvoll. Wohl aber können die Grundzüge und erkennbaren Entwicklungstendenzen im Vergleich zu den Fassungen des A 131 diskutiert werden.

Das neue Arbeitsblatt will nicht nur die Vorgaben für die Erhebung und Auswertung von Daten präzisieren, sondern auch die Begriffe und Grundlagen für die Ermittlung von Flächen, Abflüssen, Frachten und Konzentrationen aller ATV-DVWK-Arbeits- oder Merkblätter vereinheitlichen, die sich mit Bemessungs- und Nachweisverfahren für Anlagen des ATV-DVWK-Regelwerkes befassen. Insofern wird der Rahmen wesentlich weiter gefasst als der nur auf die Abwasserreinigung eingegrenzte Geltungsbereich der verschiedenen Fassungen des A 131.

Diese Vereinheitlichung erfolgt vor dem Hintergrund, dass mittlerweile immer mehr Kommunen und sonstige Betreiber von Abwasseranlagen Datenbanken verwalten, in denen viele Grundlagedaten für wasserwirtschaftliche Planungen vorgehalten werden, die möglicherweise bislang für Planungszwecke gar nicht entsprechend genutzt worden sind. Daher kommt einer eindeutigen Definition und einheitlichen Weiterverarbeitung dieser Daten besondere Bedeutung zu.

KRAUTH (1997) forderte, dass die Bemessung einer Belebungsanlage ohne Versuch oder Messprogramm zukünftig nur noch in Sonderfällen erlaubt sein dürfe. Folgerichtig steht bereits in den Vorbemerkungen des A 198 der Hinweis, dass die Planung von Abwasseranlagen möglichst auf der Basis von Messwerten erfolgen sollte. Gemäß der diesem Hinweis zugrunde liegenden Intention ist kommunales Abwasser nicht flächendeckend identisch anzusetzen, sondern es gilt, die örtliche Charakteristik des kommunalen Abwassers quasi mit dem Detaillierungsgrad eines Fingerabdruckes zu bestimmen. Dazu gehört, die Schmutzfrachtbelastungen

einer Anlage nicht nur mittels einer bekannten Anschlussgröße (in EW) zu bestimmen und damit gleichsam zu nivellieren. Häufig treten bei der Auswertung von Zuflussdaten und Zulauffrachten Unstimmigkeiten im Vergleich zum Ansatz von Erfahrungswerten (bspw. Tabelle 1 der A 131) auf, die sich bei genauer Prüfung der jeweiligen örtlichen Verhältnisse plausibilisieren lassen.

4.1.4 Grundlagenermittlung auf der Basis von Messdaten

Für die drei betrachteten Arbeitsblätter lassen sich folgende Gewichtungen und Wertungen hinsichtlich der Berücksichtigung von Messdaten formulieren:

- ⌚ A 131 (1981): Zitat (Kap. 3.2): **Sofern Messungen keine höheren Werte ergeben**, ist bei der Bemessung für die Verschmutzung des Abwassers eine einwohnerbezogene BSB₅-Fracht von mindestens 60 g/(E*d) anzusetzen. (Zitat Ende)

Prinzipiell ist zu berücksichtigen, dass es zu Beginn der 80-er Jahre noch keine Eigenkontrolle oder Eigenüberwachung gab (in Hessen bspw. erst seit 1983) und der Datenbestand einer Kläranlage daher nur auf freiwilligen Messungen beruhte, die jedoch nicht reglementiert bzw. vereinheitlicht waren.

Messungen wurden hier linguistisch als nachgeordnetes Kriterium beschrieben. Die Nachordnung ergibt sich auch aus der Tatsache, dass es keinen Hinweis auf die Art, Anzahl und Auswertung von Messungen gibt. Schon gar nicht wird der Durchführung von Messungen eine Priorität gegenüber Kennwerten zuerkannt oder gar als Bedingung für die Bemessung einer Anlage formuliert.

- ⌚ A 131 (1991): Zitat (Kap. 3.1): Nur in Ausnahmefällen sollte auf die ausschließlich rechnerische Ermittlung der Bemessungsgrundlagen mit Hilfe von bekannten Kennwerten unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse zurückgegriffen werden. (Zitat Ende)

In der Abwasserreinigung war die sog. dritte Reinigungsstufe (Elimination der Nährstoffe) eingeführt. Es galt nicht mehr nur die organische Verschmutzung sondern auch Stickstoff- und Phosphorverschmutzungen zu berücksichtigen.

Eigenkontroll- oder Eigenüberwachungsverordnungen waren mittlerweile auf der Grundlage des Wasserhaushaltsgesetzes flächendeckend eingeführt und für die meisten neu zu bauenden oder zu ertüchtigenden Kläranlagen lag somit Datenmaterial vor, welches zukünftig für Bemessungszwecke statistisch ausgewertet und nutzbar gemacht werden konnte.

Den Angaben im Arbeitsblatt mangelt es jedoch an präzisen Hinweisen, wie die Ergebnisse der verschiedenen statistischen Aus-

wertungen, die im dortigen Kap. 3.2 angeraten werden, als Grundlagenwerte in der Bemessung Berücksichtigung finden sollen. Explizit eingeführt wird der 85-Perzentilwert der Schmutzfrachten. Es finden sich Hinweise auf die Verwendung von Tagesganglinien bei der Bemessung der Sauerstoffzufuhr, jedoch ohne weitere Konkretisierung. Im weiteren Text der Beschreibung des Bemessungsweges finden sich Formulierungen wie Zitat: *Liegen keine Messungen vor, ...* (Zitat Ende) oder Zitat: *Extreme Belastungsspitzen sind gesondert zu berücksichtigen.* (Zitat Ende), die jedoch mangels Qualifizierung einen breiten Interpretationsraum zulassen.

Überhaupt nicht berücksichtigt ist die Verbindung statistisch ausgewerteter Langzeitdaten mit kurzzeitig durchgeföhrten Messphasen, die immer notwendig sind, um alle bemessungsrelevanten Parameter zu bestimmen.

Abschließend kann gesagt werden, dass der Weg hin zur Berücksichtigung vorliegender Messdaten und weg von der Verwendung allgemeingültiger und somit verallgemeinernder Kennwerte sicherlich in die richtige Richtung tendierte. Die unzureichenden und interpretierfähigen Hinweise zur statistischen Auswertung und zur Einbindung dieser Auswerteergebnisse in die nachfolgende Bemessung führten zur genauen Umkehr von Anspruch und Realität. Der Ausnahmefall war die Verwendung von Messdaten und die meisten Kläranlagenbemessungen basierten auf den Ansätzen von allgemeingültigen Erfahrungskennwerten, im Regelfall auf der Tabelle 1 der A 131.

- ⇒ A 131 (2000): Das aktuelle A 131 macht zur Ermittlung der Bemessungsgrundlagen keine detaillierten Angaben, sondern verweist diesbezüglich auf das Arbeitsblatt-A 198 (Atv-Dvwk E 2002). Jedoch wird in diesem Arbeitsblatt das Spektrum der Datenbetrachtung insofern geändert, als für die Bemessung der Belebungsstufe nunmehr alle Tage unter Einschluss der Regenwettertage (vorher: Trockenwettertage) zu berücksichtigen sind.
- ⇒ A 198 (E 2002): Die Verfasser dieses Arbeitsblattes erheben einen hohen Anspruch, wenn durch das Arbeitsblatt eine Vereinheitlichung der Grundlagenermittlung erreicht werden soll. Dies erfordert präzise, unmissverständliche Beschreibungen und der dabei entstandene Umfang des im Entwurf vorliegenden Arbeitsblattes deutet an, in welchem Maße die Grundlagenermittlung in den verschiedenen Fassungen des A 131 unterrepräsentiert war. Enthalten sind ausführliche Hinweise
 - zur Datensichtung und zum Abgleich der Frage, ob das vorhandene Datenmaterial für die Problemlösung verwertbar ist (bspw. hinsicht-

lich des Probenahmeortes oder der Probenahmeart),

- zur Datenerfassung,

Der CSB wird als Leitparameter definiert. Hingewiesen wird auf die Möglichkeit, den CSB über seine Beziehung zum online zu messenden spektralen Absorptionskoeffizienten (SAK) zu bestimmen.

- zu Probenahmearten (manuell, durchfluss- oder zeitproportional),
• zu Bemessungsdaten und- grundlagen,

Eingeführt werden gleitende (auf der Basis von 1-Wochenmitteln) 2- und 4-Wochenmittel sowie 85-Perzentilwerte auf der Grundlage von mindestens 40 Einzelwerten. Genannt werden weiterhin die für die Bemessung von Belebungsanlagen maßgebenden Frachten, die es entweder direkt zu messen oder über die jeweilige Beziehung zum Leitparameter CSB zu bestimmen gilt.

- zur Datenermittlung,

Neben der ausführlichen Beschreibung der Ermittlung wesentlicher Abflussdaten steht hier die Ermittlung der Frachten und Konzentrationen durch die Auswertung von Messwerten im Vordergrund. Demzufolge ist die Frachtbildung von 1-Wochenmitteln nur möglich, wenn mindestens 4 verwertbare Messungen pro Kalenderwoche vorliegen. Um Fehlmessungen oder „Ausreißer“ eliminieren zu können, wird empfohlen, 5 bis 6 Messungen pro Kalenderwoche durchzuführen. Dies bedeutet, dass im Prinzip im Zulauf wie im Ablauf einer Kläranlage täglich gemessen werden soll.

Prinzipiell wird empfohlen, das Datenmaterial nach eingehender Analyse und Auswertung grafisch aufzuarbeiten, um so visuell die Abhängigkeiten und Streubreiten der Zuflüsse, der Frachten, der Konzentrationen und der Parameterverhältnisse zu erkennen.

Ausführlich wird der Ermittlungsweg in verschiedenen Anhängen zum Arbeitsblatt beispielhaft dargestellt.

- zu Bemessungslastfällen (siehe Kap. 4.1.6).

Abschließend ist auch die Verwendung von Erfahrungswerten beschrieben, denn dieser Weg der Grundlagenermittlung muss auch zukünftig möglich sein und wird nicht grundsätzlich ausgeschlossen.

Das A 198 vollzieht einen beachtlichen Schritt bei der Herleitung der Grundlagen-daten. Die Verwendung und Erhebung von Messdaten haben jetzt einen deutlich erkennbaren Vorzug vor dem Gebrauch von Erfahrungswerten. Es bleibt abzuwarten, wie dieser Schritt, der bei den abwasserbeseitigungspflichtigen Körperschaf-ten einen analytischen und somit monetären Mehraufwand zur Folge haben würde, in der Praxis vollzogen wird. Möglicherweise ergeben sich jedoch aus der No-

vellierung des Anhanges 1 der AbwV (BUNR 1997) Neuregelungen in der Eigenkontrolle, die den Intentionen des A 198 entsprechen.

4.1.5 Daten der Eigenkontrolle/Eigenüberwachung

Sofern die Grundlagenermittlungen und die maßgeblichen Lastfallsituationen in der Zukunft zunehmend auf Messdaten der jeweiligen Anlage und nicht auf allgemeingültigen Erfahrungswerten basieren sollen – und dies ist die klar formulierte Intention des A 198 –, ist die Frage nach der Verwendbarkeit des vom Betreiber im Zuge der Eigenkontrolle und darüber hinaus erhobenen Datenmaterials zu stellen.

Für eine stationäre Anlagenbemessung nach dem A 131 (Atv-Dvwk 2000) bzw. eine dynamische Simulation nach dem Activated Sludge Model No.1 (ASM 1; HENZE et al. 1987) müssen die in Tabelle 4 aufgeführten Daten bekannt sein. Die Verfügbarkeit hydraulischer Daten ist im Regelfall gewährleistet und wird hierbei vorausgesetzt.

Tabelle 4: erforderliche Schmutzparameterdaten für eine Kläranlagenberechnung

Berechnungsart	Analyseort	Probenahmeart	Parameter ^{*1)}
stationär (A 131)	Zulauf Biologie	24-Std.-Mischprobe	C_{BSB} , X_{TS} , C_{TKN} , S_{NH4} , S_{NOX} , C_P
		2-Std.-Mischprobe	$TKN_{2\text{-Std.}-\text{Spitze}}$
dynamisch (ASM 1)	Zulauf Vorklärung oder Biologie und Ablauf Biologie oder Nachklärung ^{*2)}	2-Std.- Tagesganglinien	C_{CSB} , X_{TS} , C_{TKN} , S_{NH4} , S_{NOX} ^{*3)}

^{*1)}: vorausgesetzt wird eine kontinuierliche Zuflussmessung

^{*2)}: Daten sind zur Modellkalibrierung erforderlich

^{*3)}: Mindestumfang

Die Regelung der Eigenkontrolle oder Eigenüberwachung obliegt den einzelnen Bundesländern. Die Zielsetzung der Eigenkontrolle ist es, dass der Betreiber durch regelmäßige Wartung und Kontrolle ausgewählter Parameter die ordnungsgemäße Funktion der Anlagen und deren Reinigungsleistung – ausgedrückt durch das Unterschreiten der einzuhaltenden Überwachungswerte – überwacht und dokumentiert. Insofern erklärt sich die wesentlich höhere Datendichte im Ablauf einer Kläranlage gegenüber dem Zulauf. Für eine Bemessung sind jedoch lediglich die Daten im Zulaufbereich interessant.

Tabelle 5: Vergleich ausgewählter Landesverordnungen zur Eigenkontrolle bzw. Eigenüberwachung von Abwasseranlagen

Bundesland	Zulauf Anlage (Vorklärung)		Zulauf Biologie	
	GK 4	GK 5	GK 4	GK 5
Baden-Württemberg (EKVO vom 20.02.2001)	C_{CSB} , S_{anorgN} , S_{NO_3} , C_P (n=52/a, TMP)		C_{CSB} , S_{anorgN} , C_P (n=52/a, TMP)	
Bayern (EÜV vom 20.09.1995; GK4 bis 20.000 EW)	-		C_{CSB} , C_{BSB} (n=26/a, TMP)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{anorgN} , C_P (n=52/a, TMP)
Hessen (EKVO vom 22.02.1993)	C_{CSB} , C_{BSB} , AOX (n=12/a, TMP)		C_{CSB} , C_{BSB} , abs.St., S_{anorgN} , C_P (n=52/a, TMP)	
Hessen (EKVO vom 21.01.2000)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{anorgN} , C_{TKN} , S_{NH_4} , (n=52/a, TMP)		-	
Rheinland Pfalz (EÜVOA vom 27.08.1999)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{NH_4} , C_P (n=52/a, qS,2MP,TMP)		-	
Saarland (EKVO vom 18.02.1994, geändert 1998)^{*)}	AOX (n=4/a, qS), abs.St. (n=250/a, qS)	AOX (n=12/a, qS), abs.St. (n=365/a, qS)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{NH_4} (n=52/a, TMP) S_{anorgN} , C_P (n=12/a, TMP) X_{TS} (n=52/a, qS) abs.St. (n=250/a, qS)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{NH_4} , S_{anorgN} , C_P (n=52/a, TMP) X_{TS} , abs.St. (n=365/a, qS)
Sachsen-Anhalt (EigÜVO vom 01.07.1999)	C_{BSB} (n=12/a, zweckorientiert), S_{anorgN} S_{NH_4} , C_P (n=52/a, zweckorientiert)		C_{CSB} , C_{BSB} , abs.St. (n=52/a, zweckorientiert)	
Thüringen (ThürAbwEKVO vom 15.09.1998; GK4 bis 20.000 EW)^{*)}	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{anorgN} (n=24/a, qS, 2MP,TMP), C_P (n=12/a, qS,2MP,TMP)	C_{CSB} , C_{BSB} , S_{anorgN} , C_P (n=52/a, 2MP,TMP) AOX (n=2/a, 2MP,TMP)	-	

*1): laut saarländischer EKVO gilt ab GK 3 für C_{BSB} , C_{CSB} , S_{NH_4} und C_P : halbjährlich ist die 24-Std.-Ganglinie aus 12 2-Std.-Mischproben zur Verfügung zu stellen

*2): hinsichtlich der Probenahme wird in der ThürAbwEKVO zwischen den Größenklassen $2.000 \leq EW < 10.000$, $10.000 \leq EW < 50.000$ und ≥ 50.000 EW differenziert

Tabelle 5 enthält die geforderten Messprogramme ausgewählter Eigenkontroll- oder Eigenüberwachungsverordnungen an den Messpunkten Zulauf Vorklärung bzw. Zulauf Biologie für die Kläranlagengrößenklassen 4 und 5, d.h. ≥ 10.000 EW. Dabei sind mit den Verordnungen der Länder Baden-Württemberg, Hessen, Rheinland-Pfalz, Sachsen-Anhalt diejenigen aufgeführt, die in jüngster Vergangenheit novelliert wurden. Zum Vergleich wurden diese um einige ausgewählte ältere Eigenkontrollverordnungen unterschiedlicher Bundesländer ergänzt.

Im Ergebnis dieses Abgleiches zwischen Bemessungsanspruch und Messrealität und des Vergleiches der unterschiedlichen Verordnungen lässt sich folgendes sagen:

- ⇒ Eine stationäre Bemessung ist mit den Daten aus keinem der in Tabelle 5 enthaltenen gültigen Messprogramme zu leisten.

Generell wird der Parameter X_{TS} nicht gemessen. Die Datendichte ist kritisch zu beurteilen, da mehrheitlich maximal nur eine Analyse pro Woche durchgeführt wird.

- ⇒ Eine dynamische Berechnung ist mit den Daten aus keinem der in Tabelle 5 enthaltenen gültigen Messprogramme zu leisten.

Ganglinienmessungen sind im Zulauf prinzipiell (mit Ausnahme des Saarlandes; siehe dazu obigen Hinweis) nicht vorgesehen.

- ⇒ Prinzipiell sind die unterschiedlichen Verordnungen nicht aufeinander abgestimmt. Die teilweise durchgeföhrten Novellierungen zeigen zudem unterschiedliche Tendenzen.

Während die Novellierungen in Baden-Württemberg und Sachsen-Anhalt weiterhin Analysen im *Zulauf zur Anlage* und im *Zulauf zur Biologie* fordern, ist in Hessen, Rheinland Pfalz und Thüringen der Messpunkt *Zulauf zur Biologie* gänzlich gestrichen worden. Der Messpunkt *Zulauf zur Anlage* weist dagegen in den genannten Verordnungen ein wesentlich höheres Maß an Übereinstimmung auf.

Am Beispiel der Hessischen EKVO soll noch ein weiterer Aspekt erläutert werden. Von wenigen Ausnahmen abgesehen liegt die Messhäufigkeit im Zulauf zur Anlage oder zur Biologie bei einer Messung pro Woche. Zwar sagt die EKVO, alle Probenahmen und Messungen sind an unterschiedlichen Wochentagen durchzuführen, um ein repräsentatives Bild zu erhalten, eine Gleichverteilung über die Woche wird jedoch nicht vorgeschrieben.

Daher lässt sich für den Parameter C_{BSB} nicht ausschließen, dass die Eigenkontrollmessungen ein schiefes Bild ergeben, wenn einmal unterstellt wird, dass eine Probenahme für den Parameter C_{BSB} nicht am Wochenende erfolgt und auch eine Messung des Parameter C_{BSB} nicht am Wochenende stattfindet, wodurch zusätzlich Montag und Dienstag als Probenahmetage wegfallen. Trifft diese Vermutung

zu, berücksichtigt die BSB₅-Analytik der Eigenkontrollmessungen lediglich drei von sieben Wochentagen. Dabei kann gerade am Wochenende und zu Wochenbeginn von einer gegenüber dem Wochenmittel veränderten Zulaufbelastung ausgegangen werden.

Eine alleinige Verwendung von Datenmaterial der Eigenkontrolle ist nicht möglich. Das gilt für alle Kläranlagengrößen und ist bislang auch noch nicht verwunderlich, war doch das primäre Ziel der Eigenkontrollmessungen nicht, eine Datenbasis für eine zukünftig erforderlich werdende Neubemessung der jeweiligen Kläranlage zu erreichen. Die erhobenen Daten können bei geeigneter Probenahmeart (durchflussproportionale 24-Std.-Mischproben) Eingang finden, müssen jedoch durch zweckorientierte, mehrwöchige Intensivmessphasen am Probenahmestelle *Zulauf zur Biologie* und Messungen von Teilströmen (z.B. Prozesswasser, Überschussschlamm) ergänzt werden, um eine Datenbasis nach den in Tabelle 4 genannten Erfordernissen zu erlangen. Nachteilig zu bewerten ist der Umstand, dass in solchen Fällen Daten unterschiedlicher Erhebungszeiträume miteinander kombiniert werden, die keinen konsistenten Datensatz darstellen. KRAUTH (1997) geht demgegenüber noch weiter und fordert nach einer Prüfung; ob die Ergebnisse der Eigenkontrollmessungen plausibel sind, ein Messprogramm über ein halbes Jahr mit täglichen Messungen, wobei für den Parameter C_{TKN} an mindestens 20% der Messtage Ganglinien im 2-Std.-Raster aufzunehmen sind. Erst danach sollte nach KRAUTH (1997) der Planungsauftrag vergeben werden.

Auch wenn das Überwachungssystem zukünftig überwiegend auf den Nachweis einer prozentualen Abbauleistung ausgerichtet wird und dies einen Mehraufwand an Zulaufanalytik mit sich bringen wird, so wird diese Analytik im *Zulauf zur Anlage* und nicht im *Zulauf zur Biologie* vorgenommen werden.

Grundsätzlich wäre eine bundesweite Vereinheitlichung der Eigenkontrolle hinsichtlich der Messparameter, der Probenahmeart und der Datendichte wünschenswert. Die mögliche Umstellung des Überwachungssystems könnte hier eine Möglichkeit eröffnen. Es ist prinzipiell schon als ärgerlich zu bezeichnen, dass selbst bei der Klassifizierung von Kläranlagen der Maßstab der AbwV (BUNR 1997) aus dem Jahr 1997 noch nicht in allen Verordnungen umgesetzt worden ist.

Der Messpunkt *Zulauf zur Anlage* wird gegenwärtig maximal (GK 5) wöchentlich beprobt. Es ist zu erwarten, dass bei Umstellung des Überwachungssystems zum Nachweis einer prozentualen Abbauleistung die Datendichte an dieser Stelle zunehmen wird. Zusätzlich den Mehraufwand einzugehen, in gleicher Quantität den Messpunkt *Zulauf zur Biologie* zu beproben, erscheint auf den ersten Blick unverhältnismäßig. Eine Lösung könnte darin bestehen, die im *Zulauf zur Anlage* erforderlichen Messungen bspw. für zwei Monate im Winterhalbjahr und zwei Monate im Sommerhalbjahr auf den *Zulauf zur Biologie* zu verlagern, um an dieser für die Bemessung der Belebungsanlage wichtigsten Probenahmestelle eine wesentlich

aussagekräftigere Datenbasis zu erhalten und gleichzeitig den Messaufwand nicht zu erhöhen.

Parallelmessungen an beiden Probenahmestellen könnten darüber hinaus die Möglichkeit eröffnen, einen vertieften Einblick in die Wirkungsweise der Vorklärung zu erhalten.

Eine interessante Vorgehensweise legt das A 198 nahe, indem der Parameter CSB (C_{CSB}) als Leitparameter genutzt wird. Sind Verhältniswerte zwischen anderen Parametern und dem Leitparameter bekannt und ausreichend konstant, lassen sich Frachten und Konzentrationen dieser seltener analysierten Parameter abschätzen.

Bei Ergänzung dieser Daten um repräsentative Ganglinienmessungen der organischen Verschmutzung und des Stickstoffs eröffnet sich zusätzlich die Möglichkeit, mit Hilfe der dynamischen Simulation eine Modellierung die Prozesse innerhalb der biologischen Stufe zu modellieren und dadurch bei einer erfolgreichen Modellkalibrierung dem Kläranlagenbetrieb neue, Kosten sparende Chancen zu eröffnen.

4.1.6 Lastfälle

Sofern im vorigen Ausführungen über die Grundlagenermittlung gemacht wurden und im Weiteren die Einsatzmöglichkeiten der dynamischen Simulation aufgezeigt werden sollen, stellt die Lastfallbetrachtung das inhaltliche Bindeglied zwischen diesen Elementen bei der Kläranlagenbemessung dar. Dabei gilt bei der Lastfallbetrachtung das besondere Augenmerk dem oder den *maßgebenden* Lastfällen. Gemeint ist damit der zuflussabhängige Belastungszustand, dem zuerkannt wird, dass aus ihm die Größe (das Maß) des Belebungsbeckens abgeleitet wird und in der Folge damit die Leistungsfähigkeit der Kläranlage zur überwiegenden Zeit sichergestellt ist.

Dass einerseits Bemessungsgrundlagen aus 85-Perzentilwerten entwickelt werden (und demnach zeitweise durchaus höhere Belastungen zu verzeichnen sein werden) und dass andererseits die Kontrolle der Überwachungswerte auf einer 80%-Klausel (Vier-aus-Fünf-Regel) beruht, zeigt, dass nicht erwartet wird, alle real denkbaren Lastfälle abzudecken. Dies wäre wirtschaftlich nicht vertretbar und würde zusätzlich zu verfahrenstechnischen Problemen bei chronisch unterlasteten Anlagen führen. Der Bemessung wird ebenfalls nicht zu Grunde gelegt, dass betriebliche Ausnahmesituationen im Sinne von zuflussunabhängigen Belastungszuständen durch die Größe des Belebungsbeckens aufzufangen sind. Diese sind betrieblich abzupuffern.

Prinzipiell ist ein Lastfall ein Zulaufdatensatz, kombiniert aus den Frachten der organischen Verschmutzung, der abfiltrierbaren Stoffe, der Nährstoffe Stickstoff und Phosphor sowie der Abwassertemperatur und der Zulaufwassermenge.

Fachliche Auseinandersetzungen und Diskussionen befassten sich mit der Frage, ob sich die stündlich, über den Tagesverlauf, über die Woche und über das Jahr ändernden Zulaufbelastungen auf einen maßgebenden Lastfall reduzieren lassen (ähnlich wie dies bei einer Schmutzfrachtsimulationsrechnung für eine Kanalisation durch eine landesweit vorgegebene Regenreihe der Fall ist) und ob es möglich ist, allgemeingültige Lastfälle für eine stationäre Bemessung und eine dynamische Simulation anzugeben.

In der Vergangenheit entsprach die Vorgehensweise bei der stationären Volumenbemessung dieser Fokussierung auf einen maßgebenden Lastfall (bei der Sauerstoffbedarfsermittlung waren es drei Lastfälle), der entweder aus allgemeingültigen Erfahrungswerten oder aus der statistischen Auswertung von Messdaten abgeleitet wurde. Die Verwendung von Erfahrungs- oder Literaturwerten (A 131 oder A 198) beinhaltet die Berücksichtigung von Sicherheiten, die der Allgemeingültigkeit wegen in den Angaben enthalten sind. Die Ermittlung von Lastfällen durch eine Belastungszusammenstellung aus einer statistischen Auswertung entspricht einem synthetischen Lastfall. Insofern spiegeln beide Methoden real vorhandene Belastungen der Anlage nicht wider.

Die Tatsache, dass das Bemessungsergebnis, nämlich das Belebungsvolumen, üblicherweise sauerstoffseitig in mindestens zwei Zonen (für die Teilprozesse Denitrifikation und Nitrifikation) einzuteilen ist, deren jeweiliger Volumenbedarf unterschiedlichen Belastungscharakteristiken entspringt, deutet bereits darauf hin, dass die Berücksichtigung nur eines Lastfalles kein befriedigendes Ergebnis liefern kann. Charakteristisch für die maßgebende Belastung hinsichtlich der Nitrifikation sind niedrige Abwassertemperaturen, hohe organische Frachten und hohe X_{TS} -Frachten. Charakteristisch für die maßgebende Belastung hinsichtlich der Denitrifikation sind hohe C_{TKN}/C_{BSB} -Verhältnisse, hohe Stickstoff- und niedrige Kohlenstofffrachten. Eine detaillierte Auseinandersetzung mit unterschiedlichen Lastfällen ist somit ein Weg zu einer objektiveren, angepassteren Bemessung (ROLFS 1998).

Möglich ist dies nur, wenn Daten in der im vorigen Kap. 4.1.5 beschriebenen Art und Weise vorliegen. Unter dieser Prämisse empfehlen sowohl das Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (LUA-NRW 1998) als auch das A 198 (Atv-Dvwk E 2002), welches hinsichtlich der Bemessung immer im Zusammenhang mit dem A 131 zu sehen ist, die Detaillierung der Jahresganglinien der Schmutzfrachten und der Temperatur in 2- oder 4-Wochenmittel in Anlehnung an übliche Nitrifikations- oder Stabilisierungsschlammalter. Diese 2- oder 4-Wochenmittel sind gemäß A 198 gleitende Mittelwerte aus 1-Wochenmitteln. Dort werden auf dieser Datengrundlage folgende temperaturabhängige Lastfälle abgeleitet:

- ⇒ Lastfall 1 zur Volumenbemessung: $T_{2WM} = T_{Bem}$: zugehörige Fracht $B_{d,CSB,2WM}$;
- ⇒ Lastfall 2 zur Volumenbemessung: sofern die zu der Temperatur $T_{2WM,min}$

zugehörige Fracht $B_{d,CSB,2WM}$ um $\pm 10\%$ von der Fracht $B_{d,CSB,2WM}$ aus Lastfall 1 abweicht, ist der gesonderte Nachweis der Nitrifikation nach A 131 zu führen;

- ⇒ Lastfall 3 zur Auslegung der Belüftung: angesetzt wird die zu der Temperatur $T_{2WM,max}$ zugehörige Fracht $B_{d,CSB,2WM}$; wenn die Temperatur $T_{2WM,max}$ und die Fracht $B_{d,CSB,2WM,max}$ nicht zusammenfallen, ist für die Fracht $B_{d,CSB,2WM,max}$ und die zugehörige Temperatur T_{2WM} der Nachweis zu führen. (Lastfall 3 ist somit ein temperaturabhängiger Lastfall mit einem nachgeschalteten frachtabhängigen Zusatzkriterium.)

Bezugspunkte dieser Lastfalldefinitionen sind die minimale und die maximale Abwassertemperatur sowie die zugehörigen und die maximale organische Schmutzfracht. Nicht kommentiert wird der Ansatz bzw. die Variation von Stickstofffrachten.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass nach der gültigen A 131 und der im Entwurf vorliegenden A 198 in verstärktem Maße angestrebt wird, die stationäre Belebungsbemessung im Regelfall auf real gemessenen Lastzuständen zu gründen und nicht auf der Grundlage nie auftretender Belastungskombinationen, die durch die Betrachtung der 85-Perzentilwerte entstehen. Dies führt sicherlich dazu, Bemessungen und deren Lastfallherleitung transparenter zu machen. Im Weiteren wird dieses Daten- und Belastungsspektrum jedoch wieder gefiltert und auf wenige maßgebend erscheinende Belastungsszenarien (s.o.) reduziert. Dabei sind die Angaben nicht erschöpfend wie für das A 198 dargelegt wurde. Gleiches gilt auch für das A 131, in dem an verschiedenen Stellen der Hinweis zu finden ist, unter bestimmten Bedingungen „ggf. mehrere Lastfälle zu betrachten“, deren Herleitung aber nicht näher erläutert wird. Dies wiederum birgt mangels Konkretisierung ein hohes Unsicherheits-, Unterlassungs- und Fehlerpotenzial in sich.

An dieser Stelle erscheint der Vorschlag des Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (LUA-NRW 1998) praktikabler und zielführender. Die Detaillierung der Jahresganglinien der Schmutzfrachten und der Temperatur in Wochenmittel ist analog zum A 198 (chronologisch betrachtet ist es genau anders herum), jedoch mit dem Unterschied, dass keine gleitenden sondern getrennte 2- oder 4-Wochenmittel gebildet werden.

Anschließend wird für jeden einzelnen Abschnitt, dessen mittlere Temperatur oberhalb der Bemessungstemperatur liegt eine stationäre Bemessung durchgeführt. Zu berücksichtigen sind für das Gesamtergebnis das maximale Gesamtvolumen, das maximale Nitrifikationsvolumen sowie das maximale Verhältnis V_D/V_{BB} aus den einzelnen Berechnungsgängen. Diese Vorgehensweise wird auch der Tatsache gerecht, dass sich das jeweils maximale Denitrifikations- und Nitrifikationsvolumen auf der Basis unterschiedlicher Belastungscharakteristiken errechnen (Abbildung 5). Die Ergebnisse werden verfahrenstechnisch in eine belüftete, unbeflüstete und eine variabel nutzbare Beckenzone umgesetzt.

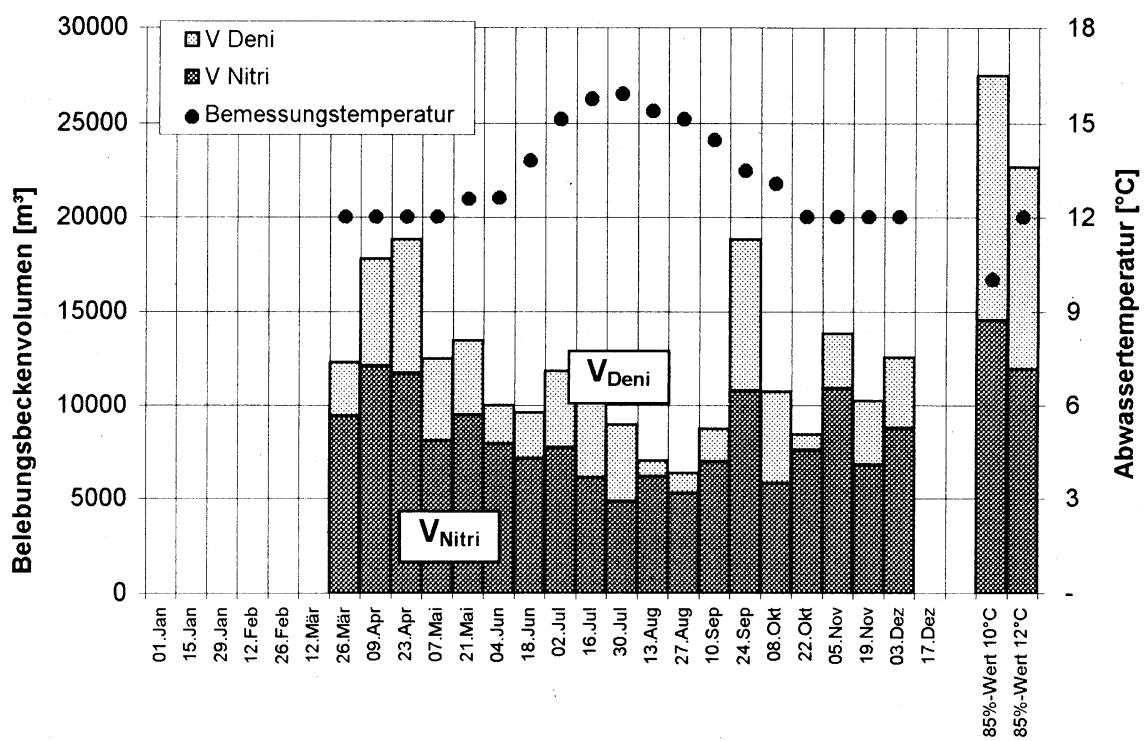


Abbildung 5: Grafische Darstellung der Belebungsbeckenbemessung nach LUA-NRW (1998)

Der Unterschied zu der Vorgehensweise des A 198 ist darin zu sehen, nicht schon vor der eigentlichen Bemessung unmaßgebend erscheinende Belastungszustände zu eliminieren.

Zusätzlich wäre nach diesen Rechengängen eine Analyse derjenigen Belastungszustände anzuraten, die die maßgeblichen Volumina und Volumenanteile ergeben haben. Diese Analyse sollte hinsichtlich der Parameterverhältniswerte X_{TS}/C_{BSB} , C_{TKN}/C_{BSB} und C_P/C_{BSB} erfolgen und diese Verhältniswerte mit den mittleren Verhältniswerten des Betrachtungszeitraumes vergleichen. Sofern mittlere Verhältniswerte in diesen maßgebenden Belastungszuständen unterschritten sind, erscheint es plausibel, den Belastungszustand in dem betreffenden Verhältniswert in bemessungstechnisch ungünstiger Weise zu korrigieren und eine Neuberechnung durchzuführen.

SCHLÖSSER et al. (2001) rechneten nach den Auswertevorgaben des A 198 eine Kläranlage für einen Zeitraum von drei Jahren nach. Kritisch waren in Bezug auf die Stickstoffablaufwerte Lastfälle mit einem hohen C_{TKN}/C_{BSB} -Verhältnis unabhängig von der Abwassertemperatur und Lastfälle mit hohen $C_{TKN,Z}$ -Zulauffrachten bei gleichzeitig geringer Abwassertemperatur.

Es kann daher gesagt werden, dass sich diese Art der Bemessung nicht mehr auf einen Lastfall gründet sondern vielmehr auf ein Lastbild, welches in der gesamten Breite des jährlich auftretenden Belastungsspektrums der relevanten Parameter

Berücksichtigung findet und für eine Anlagenbemessung entsprechend vorhandener Stadtentwicklungsplanungen (Raumordnungsplanungen, Flächennutzungsplanungen) hochgerechnet werden kann. Die stationäre Bemessung klammert jedoch die Wechselwirkungen aufeinander folgender Lastfälle in einem Lastbild aus, entkoppelt sie sozusagen voneinander.

Es bleiben bei der stationären Bemessung jedoch verschiedene Faktoren unbeachtet, die mit Hilfe der dynamischen Simulation berücksichtigt werden können. Dies betrifft die Belastungshistorie einer Anlage, also der Betriebszustand, in dem sich eine Anlage zum Zeitpunkt einer Belastung befindet, sowie die sich daraus ergebenden internen Wechselwirkungen und die gegenseitig verschobenen Tagesgänge bezüglich der Wassermenge, der organischen Schmutzfracht und der Stickstoffschmutzfrachten sowie die daraus resultierenden Spitzenablaufkonzrationen. Allein schon zur Berücksichtigung des Einflusses dieser Größen ist eine dynamische Simulation nie sinnlos und immer mit einem Erkenntnisgewinn verbunden, die Fragestellung ist jedoch: Wann sind eine dynamische Simulation und der damit verbundene Aufwand für die Erstellung und Kalibrierung eines Anlagenmodells zwingend erforderlich und welche relevanten Lastfälle (bzw. Lastbilder) sind dann zu untersuchen?

Die ATV (1997) konstatiert in ihrem Arbeitsbericht, dass die Tatsache, dass in den meisten stationären Dimensionierungsmodellen nur ein Lastfall betrachtet wird, dazu verführt, auch die Simulation nur auf einen einzigen Lastfall abzustützen. Richtigerweise sind jedoch geeignete Annahmen (Lastfälle und Empfindlichkeitsbetrachtungen) zu treffen, die verschiedene kritische Situationen vorwegnehmen und bewerten. Hinsichtlich der Spekulation über eine kritische Belastung konstruiert GUJER (1996) – sicherlich mit einem Augenzwinkern – folgende Lastannahme: „*Winterbetrieb, erhöhte Belastung (80%--, 95%--, %-Fall) nach einem Wochenende mit geringer Stickstofffracht und erhöhtem Schlammabzug bei gleichzeitig überlaufendem Stapelbecken für Faulwasser und erkranktem Klärmeister und ohne geeichte Sauerstoffsonden kurz nach Eintreten der Schneeschmelze.....*“ (zitiert in NOWAK 1997).

Mit Hilfe der dynamischen Simulation können kritische Szenarien ermittelt werden, indem durch Simulation von Jahresganglinien kritische und dabei bezüglich der Randbedingungen realistische Belastungszustände erkannt werden. (Diesem Thema widmet sich gegenwärtig eine Hochschulgruppe, die sich mit der Unterstützung der stationären Bemessung durch die dynamische Simulation beschäftigt.)

Zwingend erforderlich wird eine dynamische Simulation, wenn die Fragestellung nicht durch eine stationäre Bemessung zu beantworten ist. Die generellen Grenzen stationärer Bemessungsmodelle liegen per se in der Unmöglichkeit begründet, instationäre Zustandsveränderungen beschreiben zu können (SCHWEIGHOFER 1997). In einem gewissen Ausmaß ist dies zwar möglich, weil Sicherheits- und

Schwankungsfaktoren gegenüber den permanent auftretenden instationären Belastungszuständen (z.B. den täglichen Schwankungen) in stationären Bemessungsmodellen enthalten sind. Jedoch erlauben es diese stationären Modelle nicht, Prognosen für das Systemverhalten bei kurzzeitigen, außerhalb üblicher Tagesschwankungen liegenden, instationären Belastungen zu stellen. Da durch die Simulation der wahre Betrieb abgebildet wird und die Ergebnisse nicht mit zusätzlichen Sicherheiten wie bei einer rein stationären Betrachtung behaftet sind, können Anlagenreserven realistisch erfasst werden (ROLFS 1997).

Dieser Sachverhalt führt zu der hier dargelegten Vorgehensweise. Der halbtechnische Betrieb einer Versuchsanlage mündet in eine Modellierung, eine Modellkalibrierung und anschließend zu Prognosesimulationen mit Hilfe von gemessenen oder generierten Lastfallszenarien für den großtechnischen Dauerbetrieb. Gerade wegen der deutlich erweiterten Möglichkeiten der dynamischen Simulation (schnelle und Kosten sparende Analyse kritischer oder historisch nicht nachgewiesener Lastbilder) sind allgemeingültige Vorgaben hinsichtlich der zu untersuchenden Lastbilder nicht erforderlich. Diese Lastbilder sind einzelfall- und ortsabhängig zu entwickeln und sollten grundsätzlich Stoßbelastungen verschiedener Parameter (Zufluss/Regenwetter, organische Verschmutzung, Feststoffbelastung, Stickstoff und Phosphor) sowie kritische Belastungszustände, wie sie für die Nitriifikation und die Denitrifikation erläutert wurden, enthalten. Weitere typische Belastungssituationen können aus der Prozesswasserführung, der punktuellen Fäkal-schlammzugabe, der Außerbetriebnahme von Anlagenteilen oder einer gewerblich oder industriell induzierten veränderten Abwasserzusammensetzung resultieren (ATV 1997).

SCHLÖßER et al. (2001) führten an einer großtechnischen Anlage Nachrechnungen mit dem Ziel, einen Vergleich zwischen den Ergebnissen auf der Basis von 2-Wochenmitteln oder auf der Basis von 85-Perzentilwerten zu ziehen. Es stellte sich heraus, dass die Auslegung einer Anlage für die unterschiedlichen Jahreszeiten und Lastfälle sinnvoll ist und zu größeren Volumina als bei Verwendung der 85-Perzentilwerte führt. Dabei waren folgende Lastfälle der 2-Wochenmittel kritisch:

- ⇒ Lastfälle unabhängig von der vorliegenden Abwassertemperatur, die durch ein hohes C_{TKN}/C_{BSB} -Verhältnis im Zulauf gekennzeichnet waren und
- ⇒ Lastfälle mit hohen $C_{TKN,Z}$ -Zulauffrachten bzw. -konzentrationen und gleichzeitig geringer Abwassertemperatur.

Prinzipiell war es bislang nur durch gezielte Intensivmessphasen möglich, Daten zur Anlagenmodellierung und vor allem Anlagenkalibrierung zu erhalten. Begründet war dies durch die geringe Datendichte und die unvollständige Aufnahme der bemessungsrelevanten Parameter im Zulauf zur biologischen Stufe auf der Grundlage der jeweiligen Eigenkontroll- oder Eigenüberwachungsverordnungen. ROLFS

(1997) mutmaßte, dass in der Frage der Lastfallproblematik durch Nutzung der dynamischen Simulation ein deutlicher Schritt nach vorne gemacht werden könnte, falls zukünftig die Aufzeichnungen der Zuflussbelastungen detaillierter erfasst werden würde.

Sollten nun die Messprogramme, die im A 198 empfohlen sind, von den Kommunen und Anlagenbetreibern umgesetzt werden und sollten zusätzlich die Eigenkontrollverordnungen der Länder in der in Kap. 4.1.5 beschriebenen Art und Weise an die neuen Anforderungen und an das aktualisierte Technische Regelwerk (A 131 und A 198) angepasst werden, werden Daten in einer Qualität und Quantität verfügbar, die die Modellierung von Anlagen vergleichsweise unaufwendig erscheinen lassen.

SINTIC et al. (1997) berichten über eine Anlagenmodellierung hinsichtlich einer Ertüchtigungsmaßnahme auf der Grundlage eines derartigen Datenpools. Sowohl das Erkennen kritischer Lastbilder als auch eine darauf abgestimmte Prognoserechnung und das Entwickeln verfahrenstechnischer oder betrieblicher Gegenmaßnahmen sind unter solchen Voraussetzungen zeitnah möglich.

4.2 Stationäre Bemessung

4.2.1 Allgemeines

Da im weiteren Verlauf der Arbeit Ergebnisse stationärer Bemessungen mit Simulationsergebnissen aus dynamischen Betrachtungen ergänzt werden, müssen vorher einige grundlegende Sachverhalte und Unterschiede zwischen diesen Planungswerkzeugen erläutert werden.

Jeder Berechnungsansatz, ob stationär oder dynamisch, beruht auf einer modellhaften Abbildung der Wirklichkeit, entspricht ihr aber nicht exakt. Dies bedingt die Einführung von Sicherheitsfaktoren.

Der Unterschied eines stationären und eines dynamischen Zustandes wird anhand einer Massenbilanz aufgezeigt. Für die Massenbilanzierung eines abbaubaren Stoffes müssen die Transportvorgänge und die Reaktionsmechanismen kombiniert werden (GUJER 1985, HENZE et al. 1987). Die Massenbilanz für einen vollständig durchmischten Reaktor (Chemostaten) lautet:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{dc}{dt} * V = (Q_{ZU} * c_{ZU} - Q_{AB} * c) + r_C * V$$

Gleichung 1

bzw.: *Akkumulation (Massenänderung) = Transport + Umwandlung*

Bei der stationären Betrachtung ist die zeitliche Änderung der Masse gleich Null und die Massenbilanz vereinfacht sich zu:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{dc}{dt} * V = 0 = (Q_{ZU} * c_{ZU} - Q_{AB} * C) + r_C * V$$

Gleichung 2

$$Q_{ZU} * c_{ZU} - Q_{AB} * C = -r_C * V$$

Gleichung 3

bzw.: *Massenänderung = 0* \Rightarrow *Transport = Umwandlung*

Aus dieser Definition wird das Maß an Annäherung bzw. das Maß an Abweichung von den realen Verhältnissen bei der stationären Betrachtung der biologischen Abwasserreinigung auf einer Kläranlage deutlich, da sich – von wenigen Ausnahmen wie bspw. der Abwassertemperatur abgesehen – die Zustandsgrößen und Anlagenzustände permanent und relevant im Tagesverlauf ändern (SCHWEIGHOFER 1997).

Eine stationäre Betrachtungsweise (und insofern eine stationäre Bemessung) ist aber als zulässig anzusehen, wenn diese Schwankungen einem Gleichmaß unterliegen, der Mittelwert der Schwankungsbreite also als konstant anzusehen ist. Ändert sich der Belastungsmittelwert einer Zulaufgröße bei einem vorliegenden stationären Zustand und bleibt anschließend auf diesem neuen Niveau konstant, wird sich das System asymptotisch in einen neuen stationären Zustand bewegen. SCHWEIGHOFER (1997) zeigt, dass es je nach Natur des betrachteten Stoffes (partikular bzw. gelöst) unterschiedlich lange Zeiträume erfordert, um neue stationäre Zustände zu erreichen.

4.2.2 Modelle

4.2.2.1 Allgemeines

Die stationären Bemessungsmodelle, die heute Grundlage der stationären Bemessung sind, sind die gegenwärtig letzte Stufe einer historischen Entwicklung in der Bemessungsmethodik, die sich anfänglich ausschließlich auf Empirie, später dann auf allgemeinen wissenschaftlichen Erkenntnissen gründete. Diese geschichtliche Entwicklung der Bemessung soll im Kap. 4.2.3 nachvollzogen und die beiden heute gebräuchlichen stationären Bemessungsmodelle nachfolgend erläutert werden.

4.2.2.2 Modell der Raum- oder Schlammbelastung

Die Abhängigkeit von Ablaufqualität und spezifischer Raumbelastung ist seit Anfang der 40er Jahre bekannt. Aus Gleichung 3 lässt sich ableiten, dass das Modell der Raum- oder Schlammbelastung ein reines Transportmodell ist. Bezieht man den Transportterm auf das Reaktorvolumen, entsteht eine spezifische Raumabbauleistung:

$$\frac{(Q_{ZU} * c_{ZU} - Q_{AB} * c)}{V} = -r_C = B_R$$

Gleichung 4

Bezieht man diese Raumabbauleistung auf den Trockensubstanzgehalt, ergibt sich die Schlammbelastung:

$$\frac{(Q_{ZU} * c_{ZU} - Q_{AB} * c)}{V * TS_{BB}} = \frac{B_R}{TS_{BB}}$$

Gleichung 5

Die allgemein verbreitete Gleichung der Schlammbelastung erhält man, wenn die gegenüber der Zulaufkonzentration vernachlässigbar geringe Ablaufkonzentration unberücksichtigt bleibt:

$$\frac{Q_{ZU} * c_{ZU}}{V * TS_{BB}} = \frac{B_R}{TS_{BB}} = B_{TS}$$

Gleichung 6

Eine Beschreibung schwankender Belastungszustände ist mit diesem einfachen Modell nicht möglich. Eine weitergehende Charakterisierung des Belebtschlammes ist in diesem Modell nicht enthalten. Insofern ergibt sich auch keine direkte Abhängigkeit von Raum- oder Schlammbelastung zur Reinigungsleistung. Die unterschiedlichen Raum- oder Schlammbelastungen zugeordneten Reinigungsziele orientieren sich an Erfahrungswerten.

4.2.2.3 Modell des Schlammalters

Das Schlamalter gibt näherungsweise an, wie lange eine Belebtschlammflocke im System Belebungsbecken/Nachklärbecken verbleibt. Nachfolgend wird das aerobe Schlamalter anhand der Massenbilanz der autotrophen Bakterien hergeleitet (SCHWEIGHOFER 1997). Unter Ansatz einer Wachstumsgeschwindigkeit μ_A und Vernachlässigung einer Sterberate b_A ergibt sich:

$$\frac{dM_A}{dt} = \frac{dX_A}{dt} * V_{BB} = \mu_A * X_A * V_{BB} - Q_{ÜS} * X_{A,ÜS}$$

Gleichung 7

Im stationären Zustand dieser Massenbilanz führt die Gleichung zu der Aussage, dass der Zuwachs an autotrophen Organismen der Überschusschlammabzugsrate entspricht und weiter:

$$\mu_A = \frac{Q_{ÜS} * X_{A,ÜS}}{V_{BB} * X_A} \quad \text{bzw.} \quad \frac{1}{\mu_A} = \frac{V_{BB} * X_A}{Q_{ÜS} * X_{A,ÜS}} = t_{TS}$$

Gleichung 8

Führt man nun zusätzlich die Sterberate b_A ein, entsteht aus Gleichung 8:

$$t_{TS} = \frac{1}{\mu_A - b_A}$$

Gleichung 9

Der Differenzterm des Nenners aus Gleichung 9 wird auch als Nettowachstumsrate bezeichnet. Diese muss größer sein als die Überschusschlammabzugsrate Dx , da sonst ein Auswaschen der autotrophen Organismen droht. An dieser Stelle wird ein Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen der Nitrifikanten SF_{AUSW} eingeführt, der folgendermaßen definiert ist:

$$SF_{AUSW} = \frac{\mu_A - b_A}{Dx} \geq 1$$

Gleichung 10

Unter Berücksichtigung dieses Sicherheitsfaktors erweitert sich Gleichung 9 zu:

$$t_{TS} = SF_{AUSW} * \frac{1}{\mu_A - b_A}$$

Gleichung 11

International wird bei der Bemessung von kommunalen Kläranlagen zur Stickstoffentfernung überwiegend davon ausgegangen, dass das aerobe Schlammalter t_{TS} um ein gewisses Sicherheitsmaß größer sein muss, als der Kehrwert der maximalen Nettowachstumsrate. Diese beträgt $0,47 [d^{-1}]$ bei $15^\circ C$. Andere Temperaturen werden über einen Temperaturfaktor normiert. Die im A 131 (ATV-Dvwk 2000) dargestellte Gleichung zur Schlammalterermittlung lautet ausführlich entwickelt:

$$t_{TS,aerob,Bem} = SF * 1,6 * \frac{1}{0,47 * 1,103^{(T-15)}} = SF * 3,4 * 1,103^{(T-15)} = (1,45 \text{ bis } 1,80) * 3,4 * 1,103^{(T-15)}$$

Gleichung 12

Darin steht der Faktor 1,6 für eine ausreichende Bakterienmasse an Nitrosomonas im System (entspricht dem vorher erläuterten Faktor SF_{AUSW}) und SF für alle sonstigen Schwankungen oder Sicherheitserwägungen (ATV-Dvwk 2000). Die Spannbreite von SF (1,45 bis 1,80) hängt dabei von der $C_{BSB,Z}$ -Zulauffracht (also gewissermaßen der Ausbaugröße der Kläranlage) ab.

Der HSG-Ansatz (BÖHNKE et al. 1989) bemisst das aerobe Schlammalter mit Hilfe des Ammoniumspitzenablaufwertes und eines weiteren Faktors S, der das Verhältnis zwischen maximaler und mittlerer zu nitrifizierender 2-Std.-Stickstofffracht angibt (WICHERN 2000):

$$t_{TS,aer} = \frac{SF}{\frac{\mu_A}{S} * \frac{NH_4 - N_{e,sp}}{K_A + NH_4 - N_{e,sp}} - b_A}$$

Gleichung 13

Die Verwendung des Monod-Terms (MONOD 1949) in Gleichung 13 ermöglicht es dem Anwender im Gegensatz zur Verwendung des A 131, Anlagen auf bestimmte Ablaufkonzentrationen hin zu bemessen oder nachzurechnen.

Dabei ist der Faktor SF aus Gleichung 13 nicht mit SF aus Gleichung 12 zu verwechseln. Da in Gleichung 13 Belastungsschwankungen über den Faktor S integriert werden, beinhaltet der Faktor SF dort alle Faktoren, die zu einer Hemmung der Nitrifikation beitragen. Von den Autoren des HSG-Ansatzes wird der Ansatz dieses globalen Sicherheitsfaktors mit 1,25 empfohlen.

SCHWEIGHOFER (1997) kommt zu dem Schluss, dass die Schwankungen der Stickstoffbelastung das erforderliche aerobe Schlammalter maßgeblich bestimmen und das Sicherheitskonzept des HSG-Ansatzes eine Anpassung an schwankende Belastungsverhältnisse in höherem Maße erlaubt als das A 131.

4.2.3 Entwicklung

4.2.3.1 Allgemeines

Das Belebungsverfahren in der Abwasserreinigung blickt auf eine knapp 90-jährige Geschichte zurück und gleiches gilt naturgemäß für die zugehörigen Auslegungs- und Bemessungsmethoden. Das Verfahren ist somit ca. 50 Jahre jünger als das Tropfkörperverfahren.

In diesem Kapitel sollen einige geschichtliche Aspekte und die Entwicklung der stationären Bemessung des Belebungsbeckens aufgezeigt werden. Die Ausführungen zur Bemessungsmethodik begrenzen sich weitgehend auf die Entwicklung im deutschsprachigen Raum.

Dabei wird aus zwei Gründen ein Schnitt im Jahre 1981 vollzogen:

- ⇒ Zum einen erschien im November 1981 im Technischen Regelwerk der ATV die erste Bemessungsrichtlinie, das Arbeitsblatt-A 131 (ATV 1981).
- ⇒ Zum zweiten trat 1978 das Abwasserabgabengesetz (AbwAG - 1976) in Kraft, welches bereits 1976 verabschiedet wurde und ab 1981 jeden Einleiter (Industrie oder Kommune) von Abwasser in Gewässer verpflichtete, eine Abgabe an das zuständige Bundesland zu zahlen, deren Höhe sich nach der Menge und der spezifischen Schädlichkeit des Abwassers richtet. Die erhobenen Abgaben sind für Maßnahmen des Gewässerschutzes zu verwenden. Die Ziele dieses Gesetzes sind:

- eine wirksame Reinhaltung der Gewässer zu bewirken,
- die Kostenlast für die Vermeidung, die Beseitigung und den Ausgleich von Gewässerbelastungen verursachergerecht zu verteilen,
- einen Anreiz zu schaffen, Gewässer schonendere Produktions- und Abwasserbehandlungsverfahren zu entwickeln und einzusetzen und abwasserintensiv zu produzierende Güter sparsamer zu verwenden.

4.2.3.2 Entwicklung bis 1981

Die Untersuchungszentren in den Anfängen des Belebungsverfahrens (ab 1914) lagen in England (Manchester) und in Nordamerika. Die Abschätzung der Reinigungsleistung erfolgte zu dieser Zeit über die Dauer der Belüftung. Der Focus der halb- und großtechnischen Untersuchungen richtete sich darauf, ab welcher Belüftungszeit Nitrifikationsvorgänge festgestellt werden konnten.

In Deutschland setzten die ersten Untersuchungen 1924 in Essen ein. Die Belebungsbecken wurden für mittleres Abwasser für eine Belüftungszeit von 6 Std. hinsichtlich einer gesicherten Kohlenstoffelimination bemessen. Für die Berechnung der Belüftungseinrichtung wurden 6 m^3 Luft pro m^3 Abwasserzufluss angesetzt. Der Trockensubstanzgehalt wurde mit $1,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ angestrebt.

Der Schlammindex wurde 1934 eingeführt. Dem Sauerstoffgehalt wurde noch keine Beachtung geschenkt. Der Sauerstoffeintrag sollte in jedem Fall so hoch sein, dass ein Absetzen des Schlammes im Belebungsbecken unterdrückt wurde.

Ab 1940 wurde neben der Belüftungszeit auch der BSB_5 des Abwassers bei der Bemessung der Belebungsbecken in Deutschland berücksichtigt (IMHOFF 1943). Als Mittelzahl (mittlere Raumbelastung) galten 500 g BSB_5 täglich auf 1 m^3 Lüftungsbecken. Für die erforderliche Luftmenge wurden als Mittelwert beim Druckluftbecken 34 m^3 freie Luft auf 1 kg BSB_5 des Beckenzuflusses angesetzt.

In den folgenden Jahrzehnten wurden das Belebungsverfahren und seine Bemessungsansätze in Europa und Nordamerika intensiv beforscht. Die Erkenntnisse und Betriebserfahrungen in den Bereichen der Belüftungssysteme, der Belüftungsparameter, der Auswirkungen unterschiedlicher Belastungsstufen, der Messtechnik nahmen rasch zu. Für diese Phase können stellvertretend für viele andere Wissenschaftler und Fachleute die Namen Karl Wuhrmann (Zürich), Adriaan Pasveer (Den Haag), Wilhelm von der Emde (Hannover) und Karl Imhoff (Essen) genannt werden.

1956 wurde in den USA der α -Faktor eingeführt, der das Verhältnis Sauerstoffzufuhr unter Betriebsbedingungen zu Sauerstoffzufuhr in Reinwasser angibt (ECKENFELDER 1961).

Von dort folgte auch die nächste Entwicklungsstufe bei der Bemessung von Belebungsanlagen. Sie basierte auf der Erkenntnis, das Verhältnis aus der BSB_5 -

Raumbelastung zur Trockensubstanzkonzentration im Belebungsbecken auf ein Verhältnis von $0,3 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ bis $0,4 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ zu begrenzen, um eine biologische Vollreinigung zu erreichen. Die Schlammbelastung war damit eingeführt.

VON DER EMDE (1957) fasst den damaligen Stand der Bemessungsmethodik zusammen, mahnt dabei aber an, dass in der Bemessung von Belebungsanlagen nur nach allgemeinen Erfahrungswerten große Unsicherheiten liegen. Er regt an, den zeitlichen Ablauf des biochemischen Sauerstoffverbrauches nicht unberücksichtigt zu lassen. Das Verhältnis $\text{BSB}_5/\text{KMnO}_4$ kann zur Beurteilung herangezogen werden, ob das vorliegende Abwasser leicht einer biologischen Reinigung zugänglich ist. Ebenfalls ist von Einfluss, ob die organischen Verunreinigungen als echte Lösung, als Kolloide oder als feine Schwebstoffe vorliegen. Nach VON DER EMDE ist ein zweckmäßiger Weg, vor der Planung von biologischen Abwasserreinigungsanlagen an Ort und Stelle mit dem wirklich anfallenden Abwasser Versuche durchzuführen. Er beschreibt damit eine Vorgehensweise, die bis heute die gesichertsten Erkenntnisse über die Zulaufcharakteristik des Abwassers liefert.

In Deutschland beschloss der 1961 gegründete ATV-Ausschuss „Belebungsverfahren“, die Bemessungsempfehlungen um eine Schlammbelastung von $0,5 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ für eine Vollreinigung (mittlerer $C_{\text{BSB},\text{AN}}: 25 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$) und $1,0 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ für eine Teilreinigung (mittlerer $C_{\text{BSB},\text{AN}}: 40 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$) zu ergänzen.

1972 wurde von demselben Ausschuss aufgrund der inzwischen gestiegenen Anforderungen an die Abwasserreinigung vorgeschlagen, für den Regelfall für Anlagen zur Reinigung bis zu einem $C_{\text{BSB},\text{AN}}$ von $20 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ die Schlammbelastung auf $0,3 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ und die BSB_5 -Raumbelastung auf $1 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$ zu begrenzen. Für das Erreichen einer Nitrifikation wurde eine Schlammbelastung von $0,15 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{kgTS}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ und eine BSB_5 -Raumbelastung von $0,5 \text{ kgBSB}_5 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$ empfohlen.

Bereits seit Anfang der 50er Jahre war bekannt, dass die Überschussschlammproduktion von der BSB_5 -Belastung und der Trockensubstanz abhing und dass sich daraus das Schlammalter ermittelten ließ. Die Steuerung des Überschussschlammabzuges nach einem vorgegebenen Schlammalter wurde in den USA bereits zu dieser Zeit auf einigen Anlagen praktiziert.

Wachsende Reinigungsanforderungen, nämlich eine gezielte Nitrifikation, führten in den 60er Jahren in England zur Entwicklung der Schlammalterbemessung. Die von MONOD (1949) entwickelte Beziehung von Wachstumskinetik von Mikroorganismen und der Entfernung gelöster Stickstoffverbindungen wurde auf die Nitrifikation im Belebungsverfahren übertragen und nachgewiesen, dass eine Mindestbelüftungszeit erforderlich ist, um eine gesicherte Nitrifikation zu erreichen.

4.2.3.3 Entwicklung nach 1981

Nach mehr als einem halben Jahrhundert Betriebserfahrungen mit dem Belebungsverfahren wurde in Deutschland 1981 die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen in das Technische Regelwerk aufgenommen. Eingeführt wurde das Arbeitsblatt-A 131 (ATV 1981). Der wichtigste Bemessungsparameter im A 131 war eine nach unterschiedlichen Reinigungszielen (Kohlenstoffelimination, Nitrifikation, simultane Schlammbestabilisierung) gestaffelte Schlammbelastung verbunden mit einer Kontrolle der Durchflußzeit (in manchen Literaturstellen – bspw. in der dritten Auflage des ATV-Handbuches – ist an dieser Stelle von der „Belüftungszeit“ die Rede; de facto wurde in den Kontrollrechnungen jedoch immer das gesamte Belebungsvolume aus anoxischer und aerober Zone veranschlagt). Die Bemessung nach dem Modell des Schlammalters fand sich hierin noch nicht. KRAUTH (1980) wies zusätzlich auf den bemessungstechnisch wichtigen Sachverhalt hin, Belebungsbecken und Nachklärbecken verfahrenstechnisch als Einheit zu betrachten.

Die Bemessungsverfahren waren Ende der 80er Jahre auf ihre Anwendbarkeit hin zu prüfen, nachdem die Aufnahme der Nitrifikation und Denitrifikation in die gesetzlichen Mindestanforderungen durch die Novelle der Rahmen-AbwasserVwV (BUNR 1991) erfolgt war. 1991 wurde in die Neufassung des A 131 (ATV 1991) die Bemessung auf der Basis des Schlammalters übernommen, ohne jedoch das Bemessungsmodell über die Raum- oder Schlammbelastung zu verwerfen. Ausschlaggebend für die Einführung der Schlammalterbemessung war die Erkenntnis, dass die Belastung einer biologischen Stufe mit dem Reinigungsziel einer Nitrifikation auf die Wachstumsgeschwindigkeit der Nitrifikanten abzustimmen ist und dadurch das Schlammalter zur maßgebenden Bemessungsgröße wird. Gleichzeitig wurde in der Neufassung aber auch zusätzlich noch wesentliches Gewicht auf andere Schwerpunkte für die Planung und den Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen gelegt, so dass das Arbeitsblatt eine gewisse Leitfunktion für die Planung, Bemessung und den Betrieb von kommunalen Abwasserreinigungsanlagen im allgemeinen erhält (SCHLEYPEN 1990).

Alternativ zur Überarbeitung des A 131 hatte sich 1988 eine Hochschulgruppe konstituiert, die sich zum Ziel gesetzt hatte, einen auf wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhenden Algorithmus zu entwerfen. Dieser als „Hochschulgruppenansatz (HSG-Ansatz“ bekannt gewordene Bemessungsalgorithmus wurde 1989 (BÖHNKE et al. 1989) erstmalig und 1993 aufgrund der mittlerweile vorliegenden, praktischen Erfahrungen nochmals in einer an einigen Stellen überarbeiteten Version veröffentlicht (HSG/DOHMANN 1993).

Beide Bemessungsansätze, sowohl nach A 131 als auch nach dem HSG-Ansatz, basieren auf den gleichen Grundlagen und führen bei Ansatz eines Reinigungsziels Nitrifikation und Denitrifikation zu annähernd gleichen Belebungsbeckenvolumina (SCHWENTNER 1990).

Die wichtigsten Eckpunkte in der Bemessungshistorie der Belebungsbecken sind in der nachfolgenden Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6: Bemessungshistorie der Belebungsbecken

Zeit	Bemessungsgrößen					Anmerkungen
	Belüftungszeit ^{*1)} [h]	B _R [kgBSB ₅ ·m ⁻³ ·d ⁻¹]	B _{TS} [kgBSB ₅ ·kgTS ⁻¹ ·d ⁻¹]	TS _{BB} [kg·m ⁻³]	t _{TS} [d]	
ab ca. 1920	6			1,5		
ab ca. 1940	4-10 ^{*2)}	0,5				Einführung der Raumbelastung
1961			< 0,5 ^{*3)} < 1,0 ^{*4)}			Einführung der Schlammbelastung, (ATV-Ausschuss “Belebungsverfahren”)
1972	TW: > 2 ^{*5)} RW:> 1 ^{*5)} TW: > 4 ^{*6)} RW:> 2 ^{*6)}	< 1,0 ^{*5)} < 0,5 ^{*6)} < 0,25 ^{*7)}	< 0,3 ^{*5)} < 0,15 ^{*6)} < 0,05 ^{*7)}	> 2		ATV-Ausschuss “Belebungsverfahren”
1981	TW: > 2 ^{*5)} RW:> 1 ^{*5)} RW:> 1,5 ^{*6)}	< 1,0 ^{*5)} < 0,5 ^{*6)} < 0,25 ^{*7)}	< 0,3 ^{*5)} < 0,15 ^{*6)} < 0,05 ^{*7)}	> 2		Erstausgabe des ATV-Arbeitsblattes-A 131 (ATV-FA ^{*8)})
1991	-	-	-	> 2	> 4/5 ^{*9)} > 8/10 ^{*10)} 25 ^{*11)}	Einf. des Schlammalters, 1. Novellierung A 131 (ATV-FA ^{*8)})
2000	-	-	-	-	> 4/5 ^{*9)} > 8/10 ^{*10)} 20/25 ^{*12)}	2. Novellierung A 131 (ATV-FA ^{*8)})

- *1): In der A 131 (ab 1981) ist damit die Durchfluss- oder Kontaktzeit gemeint
- *2): abhängig vom einwohnerspezifischen Abwasseranfall (dünnnes Abwasser: 600 L·E⁻¹·d⁻¹), mittleres Abwasser: 150 L·E⁻¹·d⁻¹, dickes Abwasser: 80 L·E⁻¹·d⁻¹)
- *3): Vollreinigung: mittlerer C_{BSB,AN}: 25 mg·L⁻¹
- *4): Teilreinigung: mittlerer C_{BSB,AN}: 40 mg·L⁻¹
- *5): C_{BSB,AN} ≤ 20 mg·L⁻¹
- *6): Nitrifikation
- *7): simultane Schlammbestabilisierung
- *8): ATV-Fachausschüsse 2.5: „Absetzverfahren“ und 2.6: „Aerobe biologische Abwasserreinigungsverfahren“
- *9): großentnahmiges Gesamtschlammalter bei Kohlenstoffelimination
- *10): großentnahmiges Gesamtschlammalter bei Nitrifikation
- *11): Gesamtschlammalter bei Nitrifikation/Denitrifikation/Schlammstabilisierung
- *12): Gesamtschlammalter bei Nitrifikation/Schlammstabilisierung und Nitrifikation/Denitrifikation/Schlammstabilisierung

Ende der 90er Jahre wurde das ATV-DWK-Arbeitsblatt-A 131 (2000; vorher: ATV-Arbeitsblatt-A 131) dann letztmalig bis zum jetzigen Zeitpunkt überarbeitet, um einerseits die zwischenzeitlich gewonnenen großtechnischen Erfahrungen zur Nährstoffelimination in das Technische Regelwerk einfließen zu lassen und gleichzeitig den Weg für eine Belebungsbeckenbemessung nach dem Summenparameter CSB – analog zu den Anwendungsgrundlagen der dynamischen Simulation – vorzubereiten. Der CSB–Bemessungsvorschlag basiert auf den bekannten Modellen von HENZE, GUJER et al., die der dynamischen Simulation zugrunde liegen. Er ist in dieser Ausgabe des Arbeitsblattes noch parallel zum bisher gängigen BSB₅-Modell enthalten. Es ist jedoch zu erwarten, dass das BSB₅-Modell in künftigen Bemessungsrichtlinien nicht mehr enthalten sein wird, da der BSB₅ aufgrund willkürlicher Festlegungen (5 Tage, 20°C) kein gesichertes, bilanzierbares Maß für den abbaubaren Anteil der organischen Verschmutzung darstellt.

4.3 Dynamische Simulation

4.3.1 Grundlagen

Während in stationären Bemessungsansätzen konstante Werte für die Zuflußgrößen verwendet werden, berücksichtigt das dynamische Modell Zuflußganglinien in ausreichend kleinen Intervallen für die wichtigsten Eingangsgrößen (Zuflußmenge, organische Belastung, Stickstoffbelastung). Maxima von C_{CSB}- und Stickstofffrachten treten z.B. oft zu unterschiedlichen Tageszeiten auf. Weiterhin fallen auch die Maxima und Minima von Abwassermenge und Schadstofffrachten nicht zusammen, was zu einer weiteren Vergrößerung bzw. Verdünnung der Schadstoffkonzentration führt. Diese Einwirkungen können durch ein stationäres Berechnungsmodell nicht erfasst werden. Die dynamische Simulation ist mittlerweile in vielen Arbeiten hinsichtlich ihrer theoretischen Grundlagen und ihrer praktischen Anwendung ausführlich beschrieben worden (bspw. bei HENZE et al. 1987; ATV 1997; NOWAK 1997; ZETTL 2001).

Da im Rahmen dieser Arbeit weder bei den konventionellen Verfahrensweisen noch bei der Membranfiltration eine Modellbetrachtung oder -optimierung sondern lediglich eine Modellanwendung durchgeführt wird, werden anschließend nur Grundzüge und Anwendungshinweise zur dynamischen Simulation dargestellt und ansonsten auf die genannte Literatur verwiesen.

Die Aufgabenstellung für eine 1983 ins Leben gerufene Arbeitsgruppe (Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Waste-water Treatment) der ehemaligen IAWPRC (heute: IWA) hatte zum Ziel, ein einfaches Modell zu entwickeln, um das Verhalten von einstufigen Belebtschlamm-systemen mit Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation realistisch vorherzusagen. Im Ergebnis wurde 1987 das Activated Sludge Model No.1 (im Weiteren:

ASM 1) herausgegeben (HENZE et al. 1987). In keiner mit der dynamischen Simulation in Zusammenhang stehenden Publikation dürfte dieser Literaturbezug fehlen und NOWAK (1997) wertet sie zu Recht als die wahrscheinlich wichtigste abwasser-technische Veröffentlichung der vergangenen Jahrzehnte.

Das ASM 1 beschreibt ausschließlich Umwandlungsprozesse, die in aerober und anoxischer Umgebung auf verschiedene Fraktionen der organischen Stoffe, beschrieben durch den CSB, und des Stickstoffs im kommunalen Wasser einwirken. Das Modell beinhaltet keine Beschreibung von Transportprozessen.

Die Modellgleichungen enthalten folgende Stoffwechselprozesse:

- ⇒ Aerobes Wachstum heterotropher Organismen,
- ⇒ Anoxisches Wachstum heterotropher Organismen,
- ⇒ Zerfall von heterotropher Biomasse,
- ⇒ Aerobes Wachstum autotropher Biomasse,
- ⇒ Zerfall von autotropher Biomasse,
- ⇒ Hydrolyse von partikulären organischen Stoffen,
- ⇒ Hydrolyse von partikulärem Stickstoff,
- ⇒ Ammonifikation.

Neben den Modellgleichungen umfasst die Modellerstellung die Festlegung der Anlagenkonfiguration und der Modellparameter. Unter den Modellparametern sind dabei einerseits der Parametersatz zur Beschreibung der Abwasserzusammensetzung und andererseits die stöchiometrischen und kinetischen Koeffizienten zur Beschreibung der Schlammbiozönose zu verstehen.

Zur Beschreibung der Zusammensetzung des Zulaufes einer biologischen Abwasserreinigungsanlage verwendet das ASM 1 14 Modellkomponenten (13 plus der Abwassermenge), die nicht alle analytisch bestimmt werden können (Tabelle 7). Das ASM 1 ist auf bilanzierbaren Größen (CSB und Stickstoff) aufgebaut und verwendet für die Modellgleichungen eine Matrixform. Die beteiligten gelösten und partikulären Komponenten sind sowohl Einzelstoffe wie O₂, Ammonium oder Nitrat/Nitrit als auch Stoffgruppen wie inerte oder abbaubare Substrate. Daraus ergibt sich, dass die Zulaufzusammensetzung nicht allein aus der chemischen Analytik des Zulaufes abgeschätzt werden kann. Allein 7 der 14 Modellkomponenten sind Fraktionen des CSB, die so im Kläranlagenalltag auf keiner Anlage bestimmt werden und vor einer Simulation ermittelt oder mindestens abgeschätzt werden müssen.

Hinsichtlich der im Modell enthaltenen 24 stöchiometrischen und kinetischen Koeffizienten (Tabelle 8) ist mittlerweile bekannt, dass ein Großteil dieser Parameter als weitgehend konstant anzunehmen ist (BORNEMANN et al. 1998). Nur wenige Parameter schwanken in größeren Bereichen.

In den Anfängen der dynamischen Simulation bildeten Laboruntersuchungen zur Bestimmung einzelner CSB-Fraktionen oder biokinetischer Parameter (DOHMANN/LIEBESKIND 1994) den Ausgangspunkt für die Generierung der erforderlichen Zulaufparameter auf der Grundlage der messbaren klassischen Abwasserparameter (C_{CSB} , X_{TS} , S_{anorgN} , C_{TKN} , S_{NH4} oder S_{NOX}) und des biokinetischen Parametersatzes. Diese Batchversuche sind einerseits aufwendig und gleichzeitig nicht frei von äußeren Störeinflüssen. Zusätzlich stellten sich folgende Fragen:

- ⌚ Lassen sich die Ergebnisse aus Batchversuchen auf kontinuierlich durchflossene Anlagen übertragen?
- ⌚ Wie viele gleichartige Versuche sind durchzuführen, um ein repräsentatives Ergebnis zu erzielen?

Daher wurde 1997 eine Untergruppe der ATV-Arbeitsgruppe „Simulation von Kläranlagen“ ins Leben gerufen, um praktische Hinweise für die Ermittlung der Zulauffaktionierung und des biokinetischen Parametersatzes zu erarbeiten. Als Ergebnis dieser Untergruppe wurden Fraktionierungsansätze (vor oder hinter einer Vorklärung), Anregungen zur Bilanzierung als Basis für die Modellkalibrierung und eine Parameterliste, die aus praktischen Arbeiten verschiedener Anwender resultierte und mit Hilfe derer abgeschlossene Simulationsprojekte verifiziert oder sogar optimiert werden konnten, veröffentlicht (BORNEMANN et al. 1998). Diese Werte sind als „Standardfraktionierungsansätze“ (Tabelle 7) und „Standardparametersatz“ (Tabelle 8) bekannt und sind insofern heutzutage häufig die im ersten Kalibrierungslauf verwendeten Ansätze bei der dynamischen Simulation im Bereich der kommunalen Abwasserreinigung.

Die fallbezogene Festlegung der Zulaufzusammensetzung und der Parametrisierung der Schlammbiozönose wird als Modellkalibrierung bezeichnet. Sie erfolgt nach der Modellerstellung bzw. der Anlagenabbildung. An dieser Stelle ist aufgrund des hohen Freiheitsgrades des Modells ein hohes Maß an Sorgfalt und Sachkenntnis geboten, um ein möglichst realitätsnahes Modell zu erstellen. Dabei sollte jedoch auch der Umstand nicht außer Acht gelassen werden, dass auch die chemische Analytik und in noch höherem Maße die Wassermengenmessung fehlerbehaftet sind und nicht wirklich die Realität wiedergeben, ihr aber hoffentlich sehr nahe kommen.

Die Modellkalibrierung kann entweder anhand von Betriebsdaten einer großtechnischen Kläranlage oder anhand von halbtechnischen Versuchen durchgeführt werden. Sie erfolgt über den Abgleich von Belastungszuständen und Ablaufkonzentrationen. Sie sollte an Belastungszuständen (Schlammalter, Temperatur) vorgenommen werden, die denen vergleichbar sind, welche mit dem kalibrierten Modell simuliert oder prognostiziert werden sollen.

Tabelle 7: Zulaufparameter, Fraktionierungsansätze nach BORNEMANN et al. (1998)

Stoffgruppe	Fraktionierung		
	Zulauf Vorklä-rung	Ablauf Vorklä-rung	
S_I	Biologisch inerte, gelöste organische Stoffe [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	5% vom CSB	7% vom CSB
S_S	Biol. rasch abbaubare, gelöste org. Stoffe (Substrat) [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	15% vom CSB	20% vom CSB
X_I	Biologisch inerte, partikuläre organische Stoffe [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	15% vom CSB	10% vom CSB
X_S	Biologisch langsam abbaubare organische Stoffe [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	45% vom CSB	48% vom CSB
X_{BH}	Aktive heterotrophe Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	20% vom CSB	15% vom CSB
X_{BA}	Aktive autotrophe Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	$0,02 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$	$0,01 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
X_P	Partikuläre Zerfallsprodukte der Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	$0,02 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$	$0,01 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
S_O	Sauerstoff [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	$0,1 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$	$0,1 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
S_{NO}	Nitrat- und Nitrit-Stickstoff [$\text{gN} \cdot \text{m}^{-3}$]	Messwert	Messwert
S_{NH}	Ammoniak und Ammonium-Stickstoff [$\text{gN} \cdot \text{m}^{-3}$]	Messwert	Messwert
S_{ND}	Biol. abbaubarer, gelöster, org. gebundener Stickstoff [$\text{gN} \cdot \text{m}^{-3}$]	1% von S_S	1% von S_S
X_{ND}	Biol. abbaubarer, partikulärer, org. gebundener Stickstoff [$\text{gN} \cdot \text{m}^{-3}$]	3% von X_S	3% von X_S
S_{ALK}	Alkalinität [$\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$]	8	8

Die Modellkalibrierung bzw. der Modellgüteabgleich lässt sich in drei aufeinander folgenden Schritten beschreiben:

- ⇒ Die Anlage wird auf einen stationären Grundzustand (steady-state) eingefahren. Bestenfalls ist dies der Betriebszustand vor Beginn der dynamischen Kalibrierungsphase, um somit die Betriebsgeschichte richtig darzustellen. Mit der stationären Betrachtungswiese kann bereits eine weitgehende Modellanpassung erreicht werden.
- ⇒ Basis für die dynamische Kalibrierung sind Ganglinienmessungen über die zulaufenden CSB- und Stickstofffraktionen sowie die zugehörige Wassermenge. Der Abgleich erfolgt über die Größe der simulierten und gemessenen Ablaufkonzentrationen und den zeitlichen Verlauf der Extremwerte. Wenn der sich aus der stationären Kalibrierung ergebende Parametersatz noch zu keiner befriedigenden Übereinstimmung führt, ist die Fraktionierung des Abwasserzulaufes oder der kinetische Parametersatz entweder anhand von Ergebnissen aus Batchversuchen oder aber iterativ durch Veränderung sensibler Parameter zu korrigieren (LIEBESKIND 1999).
- ⇒ Die Verifikation des kalibrierten Modells erfolgt mit weiteren Datensätzen, die zu anderen Zeitpunkten gemessen wurden. Dadurch lässt sich prüfen, ob das Modell auch in anderen Belastungsbereichen (Schlammalter, Temperatur) zu einer hinreichenden Übereinstimmung mit den gemessenen Daten führt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass üblicherweise die Be-

lastungshistorie eine andere als die stationär kalibrierte ist und Abwasser hinsichtlich seiner Zulaufzusammensetzung grundsätzlich als inhomogen zu erachten ist und sich die Zulauffraktionierung somit auch bereits im Tagesverlauf ändern kann (NOWAK 1997).

Tabelle 8: Kinetische und stöchiometrische Parameter (BORNEMANN et al. 1998)

Parameter		Ansatz und Schwankungsbreite	
γ_H	Ertragskoeffizient der heterotrophen Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{gCSB}^{-1}$]	0,67	0,6 – 0,7
γ_A	Ertragskoeffizient der autotrophen Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{gN}^{-1}$]	0,24	
i_{XB}	N-Anteil in der Biomasse [$\text{gN} \cdot \text{gCSB}^{-1}$]	0,086	
i_{XP}	N-Anteil i. d. inerten Resten der abgest. Biomasse [$\text{gN} \cdot \text{gCSB}^{-1}$]	0,06	0,05 – 0,07
f_P	Partikuläre inerte Fraktion der Absterbeprodukte [-]	0,08	0,07 – 0,1
$\mu_{H,max}$	Wachstumsgeschwindigkeit heterotropher Biomasse [d^{-1}]	$4 * \exp(0,069 * (20 - T))$	3 – 6
K_s	Halbwertskoeffizient für das heterotrope Wachstum [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	5	1 – 5
K_{OH}	Halbwertsk. für die Sauerstoffaufn. der het. Biomasse [$\text{gO}_2 \cdot \text{m}^{-3}$]	0,2	0,2 – 0,5
K_{NO}	Halbwertskoeffizient für die Nitrataufnahme [$\text{gNO}_3 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^{-3}$]	0,5	
b_H	Zerfallsrate heterotropher Biomasse [d^{-1}]	$0,4 * \exp(-0,069 * (20 - T))$	0,3 – 0,5
b_A	Zerfallsrate autotropher Biomasse [d^{-1}]	$0,15 * \exp(-0,08 * (20 - T))$	
η_g	Verminderung des Wachstums unter anoxischen Beding. [-]	0,8	0,4 – 1
η_h	Verminderung der Hydrolyse unter anoxischen Beding. [-]	0,6	0,5 – 0,7
K_h	Hydrolyserate [d^{-1}]	$3,0 * \exp(-0,11 * (20 - T))$	1 – 10
K_x	Halbwertskoeffizient für die Hydrolyse [-]	$0,03 * \exp(-0,11 * (20 - T))$	
$\mu_{A,max}$	Wachstumsgeschwindigkeit autotropher Biomasse [d^{-1}]	$0,9 * \exp(-0,098 * (20 - T))$	$\leq 1,0$
K_{NH}	Halbwertskoeffizient für die Ammoniumaufnahme [$\text{gNH}_4 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^{-3}$]	$0,5 * \exp(-0,069 * (20 - T))$	0,3 – 0,6
K_{OA}	Halbwertsk. für die Sauerstoffaufn. der aut. Biomasse [$\text{gO}_2 \cdot \text{m}^{-3}$]	0,4	
k_a	Ammonifikationsrate [$\text{m}^3 \text{CSB} \cdot \text{g}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$]	$0,08 * \exp(-0,069 * (20 - T))$	
$K_{ALK,H}$	Alkalinität-Sättigungsbeiwert f. heterotrophe Biomasse [$\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$]	0,1	
$K_{ALK,A}$	Alkalinität-Sättigungsbeiwert für autotrope Biomasse [$\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$]	0,25	
$K_{O,AN}$	Sättigungsbeiw. für Hydrolyse unter anaeroben Bed. [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	0,2	
$\eta_{H,AN}$	Korrekturfakt. für Hydrolyse unter anaeroben Bedingungen [-]	0,75	0,65 – 1
$K_{NH,NO}$	NH- und NO-Sättigungsbeiw. f. heterotrophe Biomasse [$\text{gN} \cdot \text{m}^{-3}$]	0,1	

Die Kalibrierung des erstellten Modells sollte an Belastungszuständen vorgenommen werden, die vergleichbar zu den mit diesem kalibrierten Modell simulierten Belastungszuständen sind. Der Grundsatz lautet, den Gültigkeitsbereich nicht zu weit zu extrapolieren (LJUNG/GLAD 1991), weil die gewonnenen Aussagen dann

wesentlich unpräziser bzw. sogar falsch sein können. Die Anwendbarkeit des Modells bei derartigen extremen Belastungszuständen müsste erst anhand gemessener Daten verifiziert bzw. das Modell neu kalibriert werden.

Genauso wie man den Gültigkeitsbereich bzw. die Grenzen der stationären Betrachtungsweise kennt und zur Überschreitung dieser Grenzen die Modellierung für eine dynamische Betrachtungsweise entwickelt hat, ist es notwendig, die Grenzen der dynamischen Simulation zu kennen. Prinzipiell haben Untersuchungen belegt, dass im ASM 1 Zerfalls- und Hydrolyseprozesse des Kohlenstoffabbaus relevante Abweichungen von der Realität aufweisen können. Dies kann bspw. zu Fehleinschätzungen bei der Ermittlung des Überschussschlammfalls führen (NOWAK 1997).

Da im Gegensatz zum Kohlenstoffabbau die Nitrifikation vergleichsweise einfach und genau beschrieben werden kann, lassen sich diesbezüglich wesentlich genauere Prognosen abgeben. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Nitrifikation ein zweistufiger Prozess (Nitritation und Nitratation) ist, der im ASM 1 einstufig modelliert wird und kein Nitrit freisetzt. Dies ändert sich in der Realität oberhalb einer Temperatur von 27°C, wenn die Nitritation zum geschwindigkeitsbestimmenden Prozess bei der Nitrifikation wird (NOWAK et al. 1994). Weitere Modellbeschränkungen werden ausführlich von ZETTL (2001) beschrieben.

Einen kritischen Bereich stellt der Einsatz der Simulation als Bemessungswerzeug dar. Dies war auch nicht die grundlegende Intention für die Entwicklung der dynamischen Simulation sondern das Ziel, ein vertieftes Prozessverständnis zu erlangen und das Betriebsverhalten realistisch prognostizieren zu können. Insofern enthält das ASM 1 keine Sicherheiten. Dieser Aspekt muss anwenderseitig bei einer Nutzung der dynamischen Simulation für die Auslegung einer Kläranlage gesondert berücksichtigt werden. Gemäß NOWAK (1997) kann nicht erwartet werden, dass ein Einzelner über mehr empirische Erfahrung in Bezug auf kritische Belastungszustände verfügt, als in gängige Bemessungsansätze (A 131, HSG) eingeflossen ist. Demzufolge ist der Zustand weder erstrebenswert noch absehbar, dass eine „dynamische Bemessung“ eine stationäre Betrachtungsweise ersetzen wird. Vielmehr wird die stationäre Bemessung die Grundlage bleiben – zumal sie auch im Vergleich zur dynamischen Simulation unaufwendig umzusetzen ist – und von dynamisch basierten Prognosen (siehe Kap. 4.1.6) ergänzt werden.

4.3.2 Stand der Anwendung

Ausgangspunkt für die Entwicklung des Werkzeuges „dynamische Simulation“ war die Erkenntnis, im Rahmen stationärer Bemessungsgänge die Einflüsse aus Tageschwankungen, denen ein Kläranlagenzufluss sowohl hinsichtlich der zulaufenden Schmutzfrachten als der hydraulischen Belastung naturgemäß unterliegt, nur unzureichend über empirische Stoßfaktoren und Sicherheitsfaktoren zu be-

rücksichtigen. Gerade bei Fragen der Betriebsoptimierung ist dieser Aspekt unverzichtbar. Es fehlt bei einer stationären Bemessung die Dimension der Zeit. Gleichzeitig stellt sich die Frage nach dem konkreten Erscheinungsbild einer Ablaufganglinie, wenn sich das Überwachungssystem auf der 2-Std.-Mischprobe oder der qualifizierten Stichprobe gründet. Dabei war die grundlegende Intention für die Entwicklung der dynamischen Simulation nicht die Anwendung bei der Kläranlagenbemessung, sondern das Ziel, ein vertieftes Prozessverständnis zu erlangen, woraus sich weitere Einsatzmöglichkeiten z.B. für die Planung und den Betrieb einer Kläranlage ergeben.

Grundlage für das Werkzeug „dynamische Simulation“ ist wiederum ein Modell, das die internen Abläufe hinreichend beschreibt. Das Modell entspricht nicht der Realität sondern einer Annäherung an die Realität. Das reale, biologische System wird abstrahiert. Das Modell besteht aus mathematischen Modellgleichungen zur Beschreibung von Transport- und biochemischen Stoffwechselprozessen. Diese Art der Modellbildung basiert auf der Anwendung naturwissenschaftlicher Gesetzmäßigkeiten, die zu Bilanzgleichungen für Stoffe, Massen, Energien, usw. führen (ATV 1997). Die Modellierung fördert das Verständnis für das betrachtete System, weil sie dazu führt, die Kenntnisse über dessen Komponenten und deren Interaktion zu ordnen und im Modell zu integrieren (STEINLE 2001, NOWAK 1997).

Dieser Sachverhalt grenzt die dynamische Simulation von der Verwendung neuronaler Netze ab. Ein neuronales Netzwerk lernt aus Anwendererfahrungen, vermittelt aber keine Erkenntnisse über die internen Abläufe, die sich dem Benutzer gegenüber einer „black box“ gleich verhalten. Daraus ergibt sich die Unsicherheit, inwieweit die in das System eingehenden Erfahrungen extraplierbar sind auf Be trachtungen, die außerhalb der Bandbreite der Eingangserfahrungen liegen (HÄCK et al. 1996). Dieser Aspekt ist jedoch auch bei der dynamischen Simulation nicht vollkommen außer Acht zu lassen.

Unter der Simulation versteht man die Durchführung eines Experimentes mit dem abstrahierten System, dem Modell. Die Vorteile gegenüber der alternativen Verfahrensweise, dem Experiment mit dem realen System sind v.a. der verminderte Zeit- und Kostenaufwand, die Betrachtung von Risikolastfällen und die verfahrenstechnische und steuerungstechnische Optimierung der Kläranlage. Der Einsatz der dynamischen Simulation in der Planungsphase bedeutet die Durchführung eines Experimentes an einem real nicht existierenden System.

Das derzeit noch am meisten verwendete Simulationsmodell ist das ASM 1 (siehe Kap. 4.3.1). Es beinhaltet keine Modellierung der vermehrten biologischen Phosphorelimination.

Dieser Baustein wurde in der Weiterentwicklung, dem ASM 2 (HENZE et al. 1995, GUJER et al. 1995), ergänzt. Neben 19 Zustandsgrößen sind dazu 17 bis 19 Um wandlungsprozesse und eine große Zahl von Modellparametern erforderlich. Das

ASM 2 ist außerordentlich umfangreich und für die praktische Eignung nur bedingt geeignet (ATV 1997).

Ihr folgte eine als ASM 2d veröffentlichte, überarbeitete Version, in der die denitrifizierende Aktivität der phosphatspeichernden Mikroorganismen berücksichtigt wurde (HENZE et al. 1999).

Der bislang letzte Schritt in der Weiterentwicklung des ASM wurde mit der Veröffentlichung des ASM 3 (GUJER et al. 1999) getätigt. Es entstand auf der Grundlage neuerer Forschungsergebnisse und beinhaltet neben dem Kohlenstoffabbau den Stickstoffabbau. Komplettiert wurde das ASM 3 durch BioP-Module (RIEGER et al. 2000), die an der EAWAG (Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz) entwickelt wurden. Einbezogen in das ASM 3 wurde die mikrobielle Speicherkapazität von organischem Substrat und die Beschreibung der Lyse mit Hilfe der endogenen Atmung. Das Modell gilt, auch wenn es sich um eine Weiterentwicklung des ASM 1 handelt, derzeit noch nicht als praxisbewährt.

Aufgrund der Komplexität der Modelle kann die Anwendung nur computergestützt erfolgen. Entsprechende Programme wurden von verschiedenen Institutionen entwickelt, z.B. A-111 der Fa. Aqua System/Schweiz, SIMBA der Fa. Ifak/Magdeburg, DENISIM des ISAH/Universität Hannover, um nur eine Auswahl zu nennen.

Die dynamische Simulation bietet ein weites Anwendungsfeld. In erster Linie sind die Optimierungsmöglichkeiten im laufenden Betrieb zu erwähnen, die sich daraus ergeben, mit Hilfe der genannten Programme Variationen von Verfahrensweisen, von Steuer- und Regelkonzepten zu simulieren. Anhand kalibrierter Modelle lässt sich prognostizieren, wie sich das System „biologische Abwasserreinigungsstufe“ bei veränderter Beckenvolumenaufteilung, Prozesswasserbewirtschaftung, kritischen Last- oder gar Störfällen, unterschiedlichen MSR-Strategien verhält. Für eine solche Anwendung sei beispielhaft der Ausbau des Hamburger Klärwerksverbundes Köhlbrandhöft/Dradenau genannt. Mit Hilfe der dynamischen Simulation mussten eine Vielzahl an Umstellungs- und Optimierungsvarianten für mehrere Zeithorizonte überprüft und verglichen werden, was ohne die Simulation in dem kurzen Zeitraum nicht möglich gewesen wäre (LADIGES et al. 1999 und 2001).

ZETTL (2001) beschreibt eine standardisierte Vorgehensweise zur optimalen Bemessung kommunaler Weinbaukläranlagen, deren stark saisonal beeinflusste Belastung bei Verwendung eines rein stationären Bemessungsansatzes zu wesentlich überhöhten Beckenvolumina führen würde. Hieraus lässt sich ableiten, dass mindestens unter den besonderen Randbedingungen saisonal beeinflusster Kläranlagen (Weinbau, Tourismus u.ä.) Lastfälle einzelfallabhängig zu definieren sind und der Einsatz der dynamischen Simulation in besonderem Maße von Nutzen sein kann.

Neben den Fragen betrieblicher Optimierungsmöglichkeiten sind Fragen der Leistungsfähigkeit der Abwasserreinigung bspw. bei einer veränderten Rechtslage (veränderte Reinigungsanforderungen) Aufgaben, die mit der dynamischen Simulation zu lösen sind. Gerade in der aktuellen Situation der Novellierung des Anhangs 1 der AbwV (BUNR 1997) stehen viele Anlagenbetreiber vor dem Problem, die Leistungsfähigkeit ihrer Anlage hinsichtlich der neuen Forderungen einzuschätzen und Aussagen zu erhalten, wie groß die jahresdurchschnittliche S_{anorgN} -Ablaufkonzentration oder wie hoch der Wirkungsgrad der Stickstoffelimination ausfallen können.

Wird die Simulation als direktes Steuerorgan zur Betriebsführung in Verbindung mit der Prozessleittechnik eingesetzt, bezeichnet man dies als Online-Simulation oder modellgestützte Überwachung. Ein Beispiel hierfür ist die Kläranlage Magdeburg-Gerwisch (OBENAUS et al. 1999, ALEX et al. 1998).

Die Bemessung einer Belebungsstufe wurde bislang immer dann kritisch beurteilt, wenn sich die Reinigungsziele vor und nach der Ertüchtigung voneinander unterscheiden, wie das bei einer Kläranlagenerweiterung von reinem Kohlenstoffabbau hin auf weitergehende Nährstoffelimination der Fall ist. Dies führt zu einer veränderten Schlammcharakteristik, die aus dem bestehenden System nicht abzuleiten ist und zu der Frage, wie ein Modell kalibriert werden kann, dessen zugrunde liegendes biologisches System noch gar nicht existiert. Hinzu kommt das Problem der anzusetzenden Bemessungslastfälle.

Um die dynamische Simulation daher für die Bemessung im Rahmen der Anlagenneuplanung nutzbar zu machen, bedarf es halb- oder großtechnischer Vorversuche hinsichtlich der geplanten Verfahrensweise, um die dabei erzielten Ergebnisse für eine Modellkalibrierung zu nutzen. Ein Beispiel für die Anwendung der dynamischen Simulation als Hilfsmittel zur Auslegung einer Kläranlage sind die halb- und großtechnischen Untersuchungen zur Ertüchtigung der Kläranlage Buchenhofen (LONDONG 1993 und 1997).

Ein weiteres Beispiel für diese Vorgehensweise ist der Ausbau der Hauptkläranlage Wien. In Wien wurde über einen Zeitraum von drei Jahren eine Versuchsanlage betrieben, die zur Verifikation der Reinigungsleistung des geplanten zweistufigen Ausbaukonzeptes dienen und die Grundlagen zur Kalibrierung eines mathematischen Simulationsmodells liefern sollte. Zu diesem Zweck wurde eine Mischvariante des ASM 1 und des ASM 3 entwickelt, das „asmVienna“, das sowohl die Speicherung von Kohlenstoffverbindungen als auch die direkte Veratmung beinhaltet. Beide Prozesse stehen bei einer zweistufigen Anlage, bestehend aus einer Hoch- und einer Schwachlaststufe, in Konkurrenz und sind in den beiden Belebungsstufen unterschiedlich zu gewichten (WINKLER et al. 2001a, MÜLLER-RECHBERGER et al. 2001, WINKLER et al. 2001b, WANDL et al. 2001).

Eine vergleichbare Vorgehensweise beschreiben CARUCCI et al. (1999) für den Ausbau der Kläranlage Rom.

Die genannten Beispiele belegen deutlich den wirtschaftlichen Nutzen, andererseits auch die Komplexität des Planungshilfsmittels „dynamische Simulation“.

Nach AHNERT/KÜHN (2001) leistet die dynamische Simulation lediglich einen „Hilfsbeitrag“, der gemessen an der gesamten Planungsleistung gering einzustufen ist. Anwendungspotenzial ergäbe sich hauptsächlich in den Planungsabschnitten Grundlagenermittlung und Vorplanung. Der Intention dieser Aussage ist deutlich zu widersprechen. Es wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit herausgearbeitet werden, dass es sich bei der Grundlagenermittlung und der Vorplanung bzw. Variantenuntersuchung oder Konzeptstudie um die im Laufe einer kompletten HOAI-Planung anspruchsvollsten Ingenieurtätigkeiten überhaupt handelt. Dementsprechend ist der Einsatz der dynamischen Simulation an keiner Stelle als nutzbringender einzustufen, auch nicht bei der späteren betrieblichen Optimierung.

Hinzu kommt die allgemein bekannte Erkenntnis, dass die Beeinflussbarkeit der Gesamtprojektkosten im Projektverlauf abnimmt (siehe Abbildung 4 in Kap. 4.1.2) und es sich bei den Leistungsphasen Grundlagen und Vorplanung insofern um sensible Planungstätigkeiten handelt. Planungsschwächen oder -fehler in diesem Stadium können daher kostenträchtige Folgen nach sich ziehen.

4.4 Membranfiltration

4.4.1 Allgemeines

Nachfolgend werden nur einige Aspekte des MBR-Verfahrens, die für die Untersuchungen wichtig waren, erläutert. Wegen der Entwicklung, die dieses Verfahren in der Abwasserreinigung in Deutschland genommen hat und weiterhin nimmt, ist eine Beschreibung der Verfahrensgrundlagen (Begriffsdefinitionen, Betriebsweisen, Bauformen, Kenngrößen und verfahrensspezifische Besonderheiten) in ausführlicher Form gerade in der jüngsten Vergangenheit in zahlreichen Publikationen erfolgt, auf welche in diesem Zusammenhang verwiesen wird (RAUTENBACH 1996, ZEMAN/ZYDNEY 1996, BROCKMANN 1998, GÜNDER 1999, Atv-DwK 2000b, MELIN/VOßENKAUL 2001).

4.4.2 Verblockung der Membranen

4.4.2.1 Mechanismen und Einflußfaktoren

Der bei der Membranfiltration erwünschte stationäre Betrieb bezüglich des Permeatstromes kann nur in wenigen Fällen aufrechterhalten werden, ohne dass

nicht eine langsame und stetige Erhöhung des zur Permeatabsaugung nötigen Unterdrucks beobachtet würde. Dabei bezeichnet man alle Ursachen und Vorgänge, die diese Widerstandserhöhung bzw. Fluxabnahme bei sonst konstanten Betriebsbedingungen bewirken, als Verblockungen. Neben der Reduktion des Permeatstromes kommt es auch zu einer Veränderung der Trenneigenschaften der Membran wie z.B. der Trengrenze oder der Selektivität (PANGLISCH et al. 1996).

Durch eine Erhöhung des Transmembrandrucks (Erhöhung des Drucks auf der Feedseite bzw. Senkung des Drucks auf der Permeatseite – je nach Verfahren) wird dieser negative Effekt ausgeglichen und so der erwünschte kontinuierliche Flux durch die Membran zunächst aufrechterhalten. Diese Ausgleichsmaßnahme ist jedoch aus physikalisch-technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht beliebig fortsetzbar. Die wichtigsten limitierenden Faktoren sind (RAUTENBACH 1996):

➲ Endgültige Verblockung der Membran

Die Deckschicht ist so stark angewachsen und verdichtet, dass auch bei hohem Druck kein Durchfluss mehr zu erzielen ist.

➲ Energiekosten

Der ansteigende Energieverbrauch für die Pumpleistung zur Erzeugung des Transmembrandrucks und, je nach Verfahren, einer ausreichenden Überströmgeschwindigkeit macht die Anlage unwirtschaftlich.

➲ Mechanische Belastbarkeitsgrenze der Module

Die maximale Belastbarkeit des Membranmaterials bzw. des Stützgewebes wird erreicht.

Als mögliche Ursachen für derartige Vorgänge kommen die im Folgenden dargestellten Faktoren in Betracht (vgl. Abbildung 6):

➲ Ablagerung sehr feiner Partikel auf der Membran

Dabei handelt es sich häufig um Spurenbestandteile in dem zu filternden Medium, die bei der regulären Produktanalyse nicht erfasst werden. Durch die Trenneigenschaften der Membran kommt es aber zu ihrer Aufkonzentrierung an der Membranoberfläche.

➲ Adsorption makromolekularer bzw. kolloidalen Stoffe (kolloidales Fouling), z.B. Proteine

Dieser Prozess findet sowohl an der Membranoberfläche als auch der Membranporeninnenfläche statt und führt zu einer Verringerung der Porengröße, die bis zur vollständigen Verblockung einzelner Membranbereiche fortschreiten kann (VÖSENKAUL 2002).

➲ Adhäsion und Wachstum von Mikroorganismen (biologisches Fouling)

Bei ausreichendem Nährstoffangebot können Mikroorganismen auf der Membranoberfläche wachsen. Mikroorganismen kommen

in jedem technischen Gerät vor, wenn es nicht durch ständige, aufwendige Prozeduren steril gehalten wird (FLEMMING 1995).

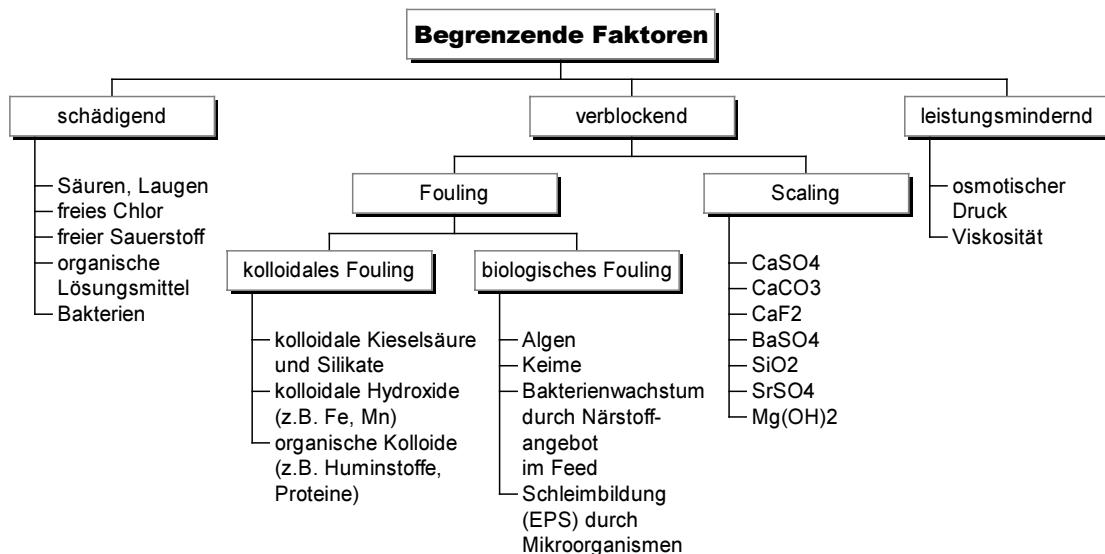


Abbildung 6: Begrenzende Faktoren bei Membranverfahren (RAUTENBACH et al. 1981)

⇒ Ausfällungen (scaling)

Die Deckschicht kann eine Sekundärmembran mit geringerer Trengrenze als die eigentliche Membran darstellen. Beim sog. *precipitative fouling (scaling)* kommt es an diesen Stellen zur Konzentrationspolarisation von gelösten Stoffen und zu Ausfällungen.

⇒ Alterung der Membran (Polymerisation)

Diese beruht auf einer zeitlichen Veränderung der mechanischen und chemischen Membranstruktur (Auswaschung hydrophiler Membranbestandteile) sowie der Filtrationseigenschaften, die auf mechanische Beanspruchung, Zersetzung, Polymerisation oder chemische Reaktionen zurückzuführen sind.

Meist tritt eine Art der Verblockung nicht alleine auf. Die Wechselwirkungen der verschiedenen Verblockungsarten sind kompliziert und können zu massiven, irreversiblen Membranschädigungen führen (FLEMMING 1995). Verblockungen der Membran sind verantwortlich für verringerte Permeabilität und somit für

- ⇒ erhöhte Energiekosten zur zeitweiligen Aufrechterhaltung der Fluxrate,
- ⇒ erhöhte Betriebskosten durch die einzusetzenden, tlw. arbeitsintensiven Gegenmaßnahmen und
- ⇒ erhöhte Kapitalkosten wegen der geringeren Standzeit.

4.4.2.2 Gegenmaßnahmen

4.4.2.2.1 Allgemeines und Einordnung

Die Gegenmaßnahmen, die zur Deckschichtminimierung bzw. -beseitigung getroffen werden können, unterscheiden sich nach betrieblichen Verfahrensweisen, die modulabhängig Teil des Zyklus sind und nach modulbedingten oder verfahrensbedingten Erfordernissen, die unterschiedliche Reinigungsabläufe erforderlich machen. Verfahrensbedingte Ursachen und Einflußfaktoren (siehe Kap. 4.4.2.1) machen dabei eine chemische Reinigung erforderlich.

Unter betrieblichen Verfahrensweisen sind zu verstehen:

- ⇒ Modulbelüftung zur Crossflow-Erzeugung und
- ⇒ Unterbrechungen des Abzugsbetriebes durch belüftete Pausen oder belüftete Rückspülungen

Chemische Reinigungen werden unterschieden nach

- ⇒ externer Reinigung in separatem Behälter (Hauptreinigung) und
- ⇒ in-situ-Reinigung (Reinigung in der Betriebsposition; Wartungs- oder Zwischenreinigung).

4.4.2.2.2 Betriebliche Verfahrensweisen

4.4.2.2.2.1 Periodische Rückspülung

Die klare Spülflüssigkeit (Permeat) wird gegen die ursprüngliche Filtrationsrichtung durch die Membran gepumpt. Die von der Deckschichtrückseite angreifenden hydrostatischen Kräfte bewirken ein Aufbrechen und anschließendes Ablösen der Schicht von der Oberseite der Filtermembran. In das Membraninnere eingedrungene Partikel können durch die Wahl der geeigneten Strömungsgeschwindigkeit ebenfalls entfernt werden. Zur fortlaufenden Ablösung der Deckschicht werden die Membranen periodisch rückgespült. Um zugleich auch höhere Permeatfluxe zu erzielen, wird bereits vor Erreichen des stationären Endwerts des Permeatstromes mit dem Spülvorgang begonnen. Bei der Auslegung des Rückspülvorganges sind folgende Parameter zu berücksichtigen:

- ⇒ die Zeitspanne des Filtrationsintervalls zwischen zwei Rückspülungen,
- ⇒ die Zeitspanne der Rückspülung,
- ⇒ die transmembrane Druckdifferenz.

4.4.2.2.2.2 Periodische Filtrationspause

Getauchte Flach- oder Plattenmodule sind i.d.R. nicht rückspülbar. Aus diesem Grund wird hier üblicherweise der Permeatabzug in festzulegenden Zeitabständen ausgesetzt. Durch die aus der fortlaufenden Modulbelüftung resultierende Bewegung der Membran im Wasser soll die sich bildende Deckschicht abgebaut wer-

den. Die Betriebsparameter sind, mit Ausnahme der Druckdifferenz, analog zum Rückspülverfahren zu berücksichtigen.

Bei einigen Modulherstellern wird eine Mischform aus periodischer Filtrationspause mit gelegentlicher Rückspülung empfohlen (z.B. Fa. Mitsubishi).

4.4.2.2.3 Modulbedingte Membranreinigung

Neben Fouling und Membranalterung wird die Filtrationsleistung auch durch modultechnische Probleme beeinträchtigt. Die Folgen können Verzopfungen und Verschlammungen an den Modulen sein. Für solche Verunreinigungsarten sind flächige Module weniger anfällig als bspw. die Hohlfasermodule. Die Verzopfungen entstehen dabei vorwiegend im oberen Bereich des Moduls durch Haare und faserige Abwasserinhaltsstoffe, die sich um die Membranfasern schlingen. Durch die aufsteigenden Luftblasen werden diese nach oben gefördert und können hier bei oben eingespannten Hohlfasermembranen nicht aus dem System herausgespült werden. Die Folge ist ein Zuwachsen der Module von oben nach unten.

Neben den Verzopfungen treten Verschlammungen im unteren Bereich der Module auf. Ursache hierfür sind Totzonen im Bereich der Einharzung der Membranfasern, die nur unzureichend von der eingetragenen Luft erreicht werden, und in denen sich leicht sedimentierbare Bestandteile des Schlamms ablagern.

Verzopfungen und Verschlammungen reduzieren die aktive Membranfläche und damit auch die Filtrationsleistung. Darüber hinaus bergen sie die Gefahr des Durchwachsens von Bakterien durch die Membran (MELIN et al. 2001).

Kommt es zu solchen Erscheinungen, sind die Module manuell sorgfältig von diesen Verunreinigungen zu befreien. Dies kann bei hinreichend großen Anlagen einen erheblichen Zeit- und Personalbedarf mit sich bringen. Selbstverständlich sind solche Tätigkeiten durchzuführen, bevor eine eventuelle chemische Reinigung der Membranen erfolgt.

Vorbeugende Maßnahmen sind der Betrieb einer zweckdienlichen Vorreinigung mit Sieben von ca. 1,0 mm Durchgangsweite. Mit sinkendem Anteil an Haaren und faserigen Stoffen in der Belebungs- bzw. Filtrationsstufe sinkt auch die Anfälligkeit der Module gegenüber Verzopfungen oder Verschlammungen.

4.4.2.2.4 Verfahrensbedingte Membranreinigung

4.4.2.2.4.1 Allgemeines

Können Membranmodule aus mechanischen Gründen nicht rückgespült werden oder führt die mechanische Rückspülung nicht zu dem gewünschten Ergebnis, ist es ab einem bestimmten Zeitpunkt sinnvoll, die sich aufbauende Deckschicht, die zu einer stetigen Abnahme des Permeatfluxes bzw. zu einer stetigen Zunahme der transmembranen Druckdifferenz führt, zu entfernen, damit die Effizienz der Filtrationsaufgabe gewährleistet bleibt.

Zu diesem Zweck finden in Abhängigkeit der unterschiedlichen Membrantypen verschiedene chemische Reinigungsprozesse Anwendung.

4.4.2.2.4.2 Externe Reinigung

Bei getauchten Membranen wird hierzu das Modul ausgebaut und in ein separates Reinigungsbecken, welches mit der angesetzten Reinigungslösung gefüllt wird, bei gleichzeitiger Modulbelüftung für mehrere Stunden eingesetzt. Man spricht auch von einer Hauptreinigung. Folgende Aspekte sind hierbei bedeutsam:

- ⇒ Chemikalieneinsatz (die Reinigung wird wechselweise mit beiden Medien durchgeführt),
 - Laugen zur Elimination anorganischer Verunreinigungen,
 - Säuren zur Elimination organischer Verunreinigungen.
- ⇒ Betriebsparameter.
 - Dauer,
 - Temperatur,
 - Chemikalienkonzentration.

Der grundsätzliche Umgang mit Chemikalien bedingt dabei zusätzliche planerische Aufwendungen und erfordert spezielle, in erster Linie bauliche Maßnahmen zur Lagerung und gegenseitigen Absicherung dieser Stoffe.

Ebenfalls als problematisch ist die zurzeit noch verbreitete Verwendung chlorhaltiger Laugen als Reinigungsmittel zu sehen, da es hierdurch zu einem unerwünschten Konzentrationsanstieg des Parameters AOX im Anlagenablauf kommen kann, sofern die Entsorgung der Reinigungsflüssigkeiten in den Verfahrensablauf der Kläranlage erfolgt.

Die Effektivität der Reinigung wird durch die Parameter Dauer, Temperatur und Konzentration beeinflusst, die jeder für sich zu unterschiedlichen Prozeßnachteilen führen.

Während die Dauer der Membranreinigung negative Auswirkungen auf die Anlagenverfügbarkeit hat, erfordert eine höhere Reinigungstemperatur einen höheren betrieblichen Aufwand zur Gewährleistung der Auf temperierung der Reinigungsmittel.

Erhöhte Konzentrationen der Reinigungsschemikalien hingegen verschärfen die Entsorgungsproblematik der Reinigungsabwässer.

Alle drei Parameter beeinflussen jedoch nicht nur die Effektivität der Reinigung, sondern führen darüber hinaus zu einer potentiellen Membranschädigung, die sich in einer vorzeitigen Membranalterung äußert (KRACK 1998).

4.4.2.2.4.3 in-situ-Reinigung

In jüngster Vergangenheit wird auf einigen großtechnischen Anlagen und halbtechnischen Versuchsanlagen dazu übergegangen, eine in-situ-Reinigung oder Zwischenreinigung im Filtrationsmedium (Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch) oder an der Luft durchzuführen. Darunter ist zu verstehen, eine Reinigung nicht in Abhängigkeit des aktuellen Fluxes oder Transmembrandrucks wenige Male pro Jahr sondern gleichmäßig in kürzeren zeitlichen Intervallen (wöchentlich oder 14-tägig) mit vergleichsweise geringen Chemikaliendosierungen durchzuführen.

Zur Reinigung an der Luft wird das Modul entweder aus dem Filtrationsbecken gezogen (insofern nicht wirklich in-situ) oder das Filtrationsbecken soweit entleert, dass die Filtrationsfläche nicht mehr mit dem Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch in Berührung steht. Zur Reinigung im Filtrationsmedium wird nur der Abzugsbetrieb unterbrochen.

Danach werden zyklisch Rückspülungen und Rückspülpausen mit basischen und anschließend mit sauren Reinigungsmitteln durchgeführt. Die Reinigung an der Luft hat den zusätzlichen Effekt, dass das Reinigungsmittel nach Austritt aus der Pore an der Membranoberfläche herunter rinnt und damit die Deckschicht auch zwischen den Poren zerstört und die erneute Deckschichtbildung damit erschwert.

Hinsichtlich der Verwendung von Chemikalien gelten für die in-situ-Reinigung die gleichen Anmerkungen wie für eine Hauptreinigung.

Die Betriebserfahrungen laufender Anlagen zeigen, dass bezüglich der Reinigung mit Chemikalieneinsatz (und es gibt zurzeit keine MBR-Anlage ohne solch eine Reinigungsmethodik) noch erheblicher Entwicklungsbedarf bezüglich

- ⇒ der Verfahrensweise,
- ⇒ der verwendeten Chemikalien und
- ⇒ der Durchführung im laufenden Betrieb besteht.

Dabei wird von der Fachöffentlichkeit mit großem Interesse verfolgt, wie diese Problempunkte bei der gegenwärtigen Realisierung größerer Vorhaben umgesetzt werden und welche Aufwendungen damit einhergehen. Sollte das Problem einer dauerbetriebstauglichen Membranreinigung gelöst werden, ist diese Verfahrenstechnik zweifellos unmittelbar für manche Kommunen und Abwasserverbände eine interessante Verfahrensalternative zu konventionellen Maßnahmen.

4.4.2.2.4.4 Weitere Maßnahmen

Die genannten Maßnahmen, die das Verblocken der Membran so weit wie möglich zurückdrängen sollen, führen zu einer Kostensteigerung (insbesondere die chemische Reinigung) und somit zu einer Verschlechterung der Konkurrenzfähigkeit der Membranverfahren. Es gibt effektive Methoden der Modifizierung von Polypropylen-Membranen mit Polyelektrolyt-Komplexschichten, um Membranoberflächen gezielt mit Ladungen auszurüsten und zu hydrophilieren. In Versuchen wurde da-

durch beispielsweise eine deutlich verringerte Proteinadsorption auf der Membranoberfläche und somit ein verringertes Fouling festgestellt. Auf eine weiterführende Darstellung dieser komplexen Sachverhalte soll hier bewußt verzichtet werden. Für die Zukunft jedoch stellt eine solche Modifizierung der Membranoberfläche ein mögliches Verfahren dar, um die Filtrationseigenschaften der Membranen zu verbessern sowie das Membranfouling zu vermindern und soll deshalb an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben (MEYER-HAAK/RIESER 2000).

4.4.3 Haltbarkeit von Membranen

Über die Haltbarkeit der Membranen liegen zurzeit noch eher heterogene Erfahrungen vor. Die Standzeiten der in kommunalen Belebungsanlagen eingesetzten Membranen sind zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch sehr schwer einschätzbar. Die Angaben der Hersteller reichen, je nach Verfahren, bis zu acht Jahren, wobei diese Angaben jedoch eher skeptisch zu betrachten sind. Hier bedarf es noch weiterer Erfahrungen aus großtechnischen Anlagen. So wurden bspw. an den Membranmodulen auf der Kläranlage Rödingen Ablöseerscheinungen der Membranschicht festgestellt und die Hälfte der eingebauten Module bereits nach einem Jahr ausgetauscht. Die Ursachen sind offenbar in der Art, Durchführung und Intensität der regelmäßig erforderlichen chemischen Membranreinigung (siehe auch Kap. 4.4.2.2) zu suchen. Diesen Abhängigkeiten sowie der Entwicklung einer optimierten Reinigungsstrategie, die vermutlich eher prophylaktisch mit niedriger Chemikaliendosierung als betrieblich induziert mit erhöhter Chemikaliendosierung vorzunehmen ist, wird gegenwärtig sowohl im Rahmen der großtechnischen Betriebe als auch halbtechnischer Untersuchungen und weiterer Forschungsarbeiten nachgegangen. Aussagen über erreichbare Membranstandzeiten sind zurzeit jedoch noch eher spekulativ.

4.4.4 Belüftung in einer MBR-Anlage

Durch den Einsatz von Membranen als absolute Barriere für suspendierte Stoffe sind dem Schlammalter und der Biomassekonzentration andere Grenzen gesetzt als dies bei einer Sedimentation der Fall ist. Theoretisch gibt es keine Begrenzung der Schlammkonzentration. Entsprechend den bisher durchgeföhrten Praxisversuchen mit Membranen wirken aber der Sauerstoffeintrag und die Viskosität in der Belebung als limitierende Faktoren für den Maximalbereich der Schlammkonzentration.

Nach GÜNDER (1999) ist die Viskosität des Belebtschlammes von wesentlicher Bedeutung für die Sauerstoffzufuhr bzw. für den Verhältniswert zwischen Sauerstoffzufuhr in Belebtschlamm und der Sauerstoffzufuhr in Reinwasser, den α -Wert. Die Viskosität von Wasser ist ausschließlich von der Temperatur und dem Druck abhängig. Demgegenüber ist sie bei belebtem Schlamm auch in Abhängigkeit des

Trockensubstanzgehaltes bzw. den damit zusammenhängenden rheologischen Eigenschaften des Belebtschlammes (Verringerung der für die Sauerstoffzufuhr maßgebenden Phasengrenzfläche sowie des Stofftransportkoeffizienten bei Zunahme des Trockensubstanzgehaltes) zu betrachten.

Der α -Wert steht im direkten Zusammenhang mit den rheologischen Eigenschaften, bzw. der repräsentativen Viskosität des Belebtschlammes und ergibt sich aus:

$$\alpha = \left(\frac{\eta_{\text{Schlamm}}}{\eta_{\text{Wasser}}} \right)^{-m}$$

mit:

$\eta_{\text{rheo.}}$ = Viskosität bei bestimmter Scherrate [s^{-1}]

Anzumerken ist, dass sich der Faktor m aus dem rheologischen Verhalten des jeweiligen Belebtschlammes, also nicht direkt aus dem Trockensubstanzgehalt ergibt und einzelfallabhängig ermittelt werden muss.

Auf der Grundlage halbtechnischer Untersuchungen wurde von GÜNDER (1999) der in Abbildung 7 dargestellte Funktionsverlauf (mit $m = 0,42$ bis $0,45$) zwischen dem Trockensubstanzgehalt in der Belebung und dem α -Wert publiziert.

Die Veröffentlichung dieser Untersuchungen wurde von der Fachöffentlichkeit gleichermaßen mit Interesse und Erstaunen aufgenommen, hätte sie doch bei Zuerkenntnis der Allgemeingültigkeit bedeutet, dass bei für MBR-Anlagen konventionellen Trockensubstanzgehalten von $12 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $15 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ von wenigstens einer Halbierung des üblicherweise mit 0,6 bis 0,7 angesetzten α -Wertes und damit von mindestens einer Verdopplung der zu installierenden Gebläseleistung ausgegangen werden müßte.

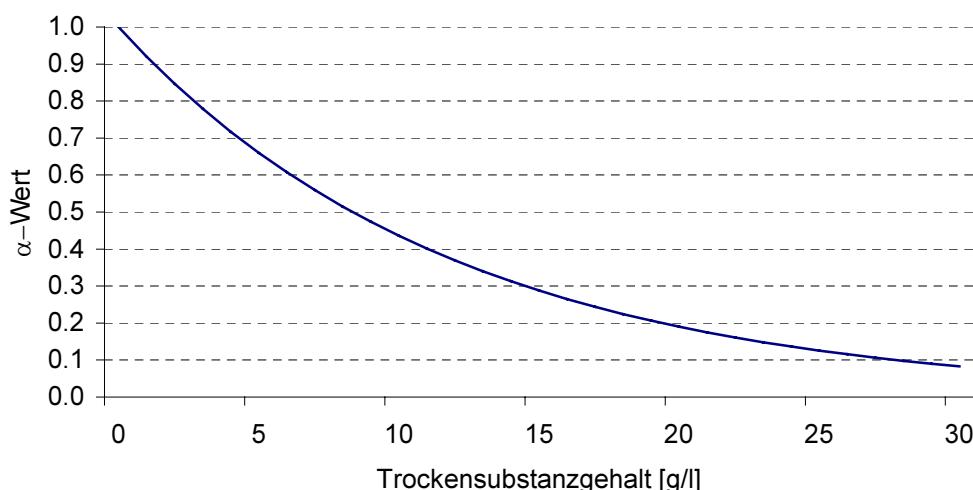


Abbildung 7: α -Wert bei einer Scherrate von 40 s^{-1} in Abhängigkeit des TS-Gehaltes

Im Rahmen nachfolgender Untersuchungen (CORNEL et al. 2001) konnten erstmals α -Werte für großtechnische MBR-Anlagen (Rödingen, Markranstädt) mit feinblasigen Druckbelüftungssystemen ermittelt werden (siehe Abbildung 8).

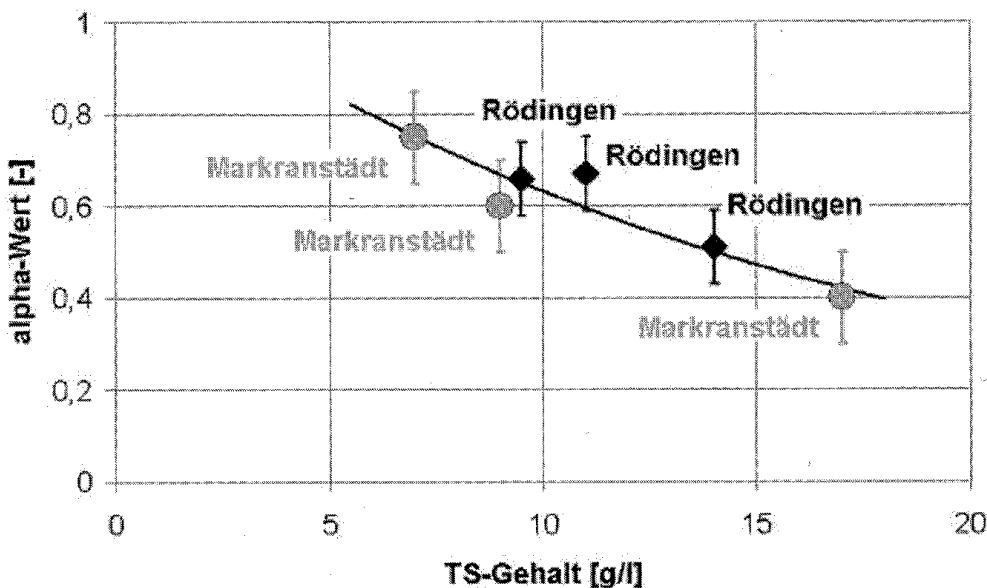


Abbildung 8: α -Werte in großtechnischen MBR-Anlagen (CORNEL et al. 2001)

Die Ergebnisse lassen die Folgerung zu, dass der α -Wert mit zunehmendem Trockensubstanzgehalt in der Belebung abnimmt - eine Erkenntnis, die unter Fachleuten unbestritten ist. Die α -Werte bewegen sich bei einer für MBR-Anlagen üblichen Trockensubstanzkonzentration von $12 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bei beiden Anlagen in einer Größenordnung um 0,6 (siehe Abbildung 8). Dies entspricht den üblichen in konventionellen kommunalen Belebungsanlagen mit feinblasigen Belüftungssystemen zu messenden α -Werten.

Gemäß GÜNDER (1999) wäre unter diesen Randbedingungen von einem α -Wert von 0,4 auszugehen gewesen. Schon daraus ist zu erkennen, dass der α -Wert anlagenspezifisch zu ermitteln ist und die Aussagekraft der Untersuchungen stark vom Untersuchungsmaßstab beeinträchtigt wird.

Weiterhin wurde aber auch gezeigt, dass der α -Wert keine Anlagenkonstante darstellt, sondern in Abhängigkeit der Zulauffracht, des Salzgehaltes, des Tensidgehaltes und anderer Einflüsse permanenten Schwankungen unterliegt (CORNEL et al. 2001).

4.4.5 Bemessung einer MBR-Anlage

4.4.5.1 Hydraulische Bemessung

Die Wirtschaftlichkeit einer MBR-Anlage hängt entscheidend von der Filtrationsleistung (der Fluxrate bzw. der hydraulischen Leistungsfähigkeit) der Membransysteme ab. Weitere Einflußfaktoren auf die Wirtschaftlichkeit sind der Energiebedarf und die Membranmodulkosten; beide verhalten sich jedoch annähernd linear zur Größe der erforderlichen Membranfläche, die sich aus der hydraulischen Leistungsfähigkeit ergibt.

Es gibt noch keine allgemeingültigen Ansätze zur Ermittlung des im Einzelfall betrieblich sicher einzuhaltenden Fluxes und der sich daraus errechnenden erforderlichen Membranfiltrationsfläche. Daher wurde in der Vergangenheit sinnvollerweise mehrheitlich der Weg beschritten, diese Daten im Rahmen vorgesetzter halbtechnischer Untersuchungen vor Ort zu ermitteln. Gerade wenn die Überlegungen oder Planungen dahin gehen, neue oder junge Verfahrenstechniken einzusetzen, ist dieser Weg zweifellos zu empfehlen.

In der nachfolgenden Tabelle 9 sind die Dauerbetriebspermeatflüsse halbtechnischer Anlagen und die Auslegungspermeatflüsse großtechnischer Anlagen zusammengestellt. Berücksichtigt wurden in dieser Tabelle nur die Membrantypen, die zurzeit in Deutschland großtechnisch in Betrieb sind. Die Angaben beziehen sich auf Rahmenbedingungen hinsichtlich des TS_{BB}-Gehaltes von $\geq 10 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ und angesetzten T_{BB} von 8°C bis 12°C.

Während einerseits Erfolge bei der Reduzierung des Energiebedarfs zu verzeichnen sind und auch die Membranmodulkosten eine abnehmende Tendenz aufweisen, war die Entwicklung der Bemessungspermeatflüsse bei Betrachtung der in den letzten 5 Jahren gewonnenen halb- und großtechnischen Erkenntnisse und Betriebserfahrungen stagnierend oder sogar eher rückläufig und liegt gegenwärtig (ohne die Berücksichtigung örtlicher Randbedingungen) – bezogen auf den zurzeit überwiegend eingesetzten Hohlfasermembrantyp – bei $\approx 25 \text{ L}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1}$. Für diesen Membrantyp bleibt abzuwarten, ob weitere Untersuchungen und Betriebserfahrungen die Vermutung bestätigen, dass unter rein kommunalen Verhältnissen ein Flux von ca. $25 \text{ L}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1}$ als allgemeingültiger „Faustwert“ für die hydraulische Bemessung einer konventionellen MBR-Anlage angesehen werden kann.

Tabelle 9: Permeatfluxe ausgewählter Anlagen

Modul und Anlagentyp		Standort und Inbetriebnahme	Membranfläche	Flux	Nachweis
			[m ²]	[L·m ⁻² ·h ⁻¹]	
Hohlfasermembran (Fa. Zenon)	ht	Immenstaad		24	GÜNDER 1999
		Rödingen		30	ENGELHARDT et al. 1997
	gt	Rödingen	1999	4.500	ENGELHARDT/FIRK 2000
		Säntis (CH)	2000	140	34 ^{*)} MÖRGELI 2001
	gt	Markranstädt	2000	7.360	STEIN et al. 2001
		Monheim	2003	12.500	WEDI 2002
		Markkleeberg	2004	27.000	STEIN 2002
		Nordkanal	2004	88.000	23,8 ^{**)} ENGELHARDT 2002
Plattenmembran (Fa. Kubota)	ht	Immenstaad		30	GÜNDER 1999
		Büchel ^{*)}		960	33 - 42 WOZNIAK 2002
	gt	Porlock (GB)	1998	2.880	
		Swanage /GB)	1999	15.840	32 WOZNIAK 2002
		Glasgow (GB)	2000	20.480	
Flachmembran (Fa. VRM)	ht	Altenberge		20 - 25	GRIGO 2001
	gt	Knautnaundorf	2002	756	24 STEIN 2002

ht/gt: halbtechnisch / großtechnisch

*1): nur saisonbedingt an wenigen Tagen pro Jahr maximal ausgelastet

*2): inkl. einer 25%igen Reserve (sonst ~ 30,7 L·m⁻²·h⁻¹)

*3): großtechnische Versuchsanlage

4.4.5.2 Bemessung der Biologie

Ausgangspunkt für die Bemessung der biologischen Reinigungsstufe innerhalb des MBR-Verfahrens war die Frage, inwieweit die Ansätze des Technischen Regelwerkes, also des A 131 (ATV-Dvwk 2000a) bzw. der vorherigen Fassung (ATV 1991) für die Bemessung konventioneller Belebungsanlagen übertragbar sind. Stand der Erkenntnisse ist gegenwärtig, dass die angesprochenen Bemessungsverfahren bzw. der HSG-Ansatz (BÖHNKE et al. 1989) prinzipiell anwendbar sind (OHLE et al. 2000). Dabei ist die Wahl des TS_{BB}-Gehaltes an die erforderliche bzw. gewünschte Filtrationsleistung und an die durch den TS_{BB}-Gehalt beeinflussten Sauerstoffeintragsverhältnisse anzupassen und wird sinnvollerweise nicht wesentlich über 15 kg·m⁻³ zu wählen sein.

Hinsichtlich der Belebungsbeckenbemessung deuten einige groß- und halbtechnisch gewonnene Erfahrungen darauf hin, dass als weiteres mögliches Bemes-

sungskriterium eine Mindestverweilzeit in der Belebung gewährleistet sein sollte, bevor das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch der Filtrationsstufe zugeführt wird. Diese Mindestverweilzeit dürfte größtenteils den Mindestverweilzeiten (oder Kontaktzeiten oder Belüftungszeiten) entsprechen, wie sie in den 70er und 80er Jahren als Bemessungsparameter für Belebungsanlagen verwendet wurden (siehe Tabelle 6). Hier bleiben weitere Betriebs- und Forschungserkenntnisse sowie die Diskussionen in den entsprechenden Fachgremien abzuwarten.

Zur Ermittlung der Überschussschlammproduktion und des Sauerstoffbedarfs existieren zwei auf dem A 131 basierende Ansätze (GÜNDER (1999) und WICHERN/ROSENWINKEL (2002)), die sowohl nach dem Konzept der endogenen Atmung als auch nach dem Erhaltungsstoffwechsel hergeleitet werden und sich substantiell durch die Berücksichtigung oder Nichtberücksichtigung eines inerten Restes beim Absterben der Biomasse unterscheiden. Eine Nichtberücksichtigung dieser Fraktion führt im Vergleich zum Ansatz von GÜNDER (1999), der auch von der Atv-Dvwk (2000b) übernommen wurde, zu einer geringeren Überschussschlammproduktion und gleichzeitig zu einem höheren Sauerstoffbedarf.

Hinsichtlich des Sauerstoffeintrages sei auf das Kap. 4.4.4 verwiesen.

Es ist jedoch bei MBR-Anlagen in stärkerem Maße als bei konventionellen Belebungsanlagen der Umstand zu berücksichtigen, dass man es verfahrensgemäß mit kleineren Beckenvolumina zu tun hat, die naturgemäß anfälliger gegenüber Stoßbelastungen reagieren. Diese Betrachtung ist in den o.g. Ansätzen nicht enthalten, da mit ihnen eine für ein gewähltes Reinigungsziel erforderliche Biomasse unabhängig von deren Aufteilung auf Konzentration und Volumen ermittelt wird.

Während im europäischen Ausland diese Problematik durch die Probenahmeart bei der Anlagenüberwachung, nämlich die Forderung der Einhaltung der Überwachungswerte in der 24-Std.-Mischprobe (oder sogar nur im Jahresmittel), wesentlich gemildert wird, sind die Überwachungswerte in Deutschland zurzeit noch in der qualifizierten Stichprobe einzuhalten, einer Probenahmeart, die theoretisch in 8 Minuten durchgeführt werden kann. Hier bleiben die Auswirkungen der Novelle der AbwV (voraussichtlich noch im Jahr 2002), ihre Praxisumsetzung und mögliche Änderungen im Bereich der Eigenkontrollregelungen der Länder abzuwarten.

SEYFRIED (2002) wies in halbtechnischen Untersuchungen nach, dass es bei Stoßbelastungen zu massiv höheren Ablaufspitzen bei MBR-Anlagen im Vergleich zu einer konventionellen Belebungsanlage kommen kann. Die Tatsache der erhöhten Überschreitungsgefahr der Überwachungswerte bei Stoßbelastungen belegt auch eine vergleichende Simulation. Sie wurde mit dem Bemessungslastfall für den Ausbauzustand der Kläranlage Edermünde mit Hilfe des halbtechnisch kalibrierten Anlagenmodells für folgende Szenarien durchgeführt:

- ⇒ Szenario 1: Konventionelle Ausbauvariante:
 $V_{BB} = 3.435 \text{ m}^3$, $TS_{BB} = 3,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, $V_{NB} = 2.400 \text{ m}^3$

⌚ Szenario 2: Ausbauvariante mit konventionellem MBR-Verfahren:

$$V_{BB} = 860 \text{ m}^3, TS_{BB} = 14,0 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}, V_{NB} = 0 \text{ m}^3, X_{TS,AN} = 0 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$$

Zugrunde gelegt wurde eine konstante Schlammmenge, die zum einen mit dem ermittelten Ausbauvolumen von 3.435 m^3 , zum zweiten mit einem um den Faktor 4 verkleinerten Beckenvolumen (860 m^3) und daher mit einem um den Faktor 4 vergrößerten Trockensubstanzgehalt, wie er für großtechnische MBR-Anlagen üblich ist, angesetzt wurde.

Abbildung 9 zeigt einen Systemvergleich bezogen auf die Überwachungsparameter C_{CSB} , S_{anorgN} und S_{NH4} im Ablauf der Kläranlage.

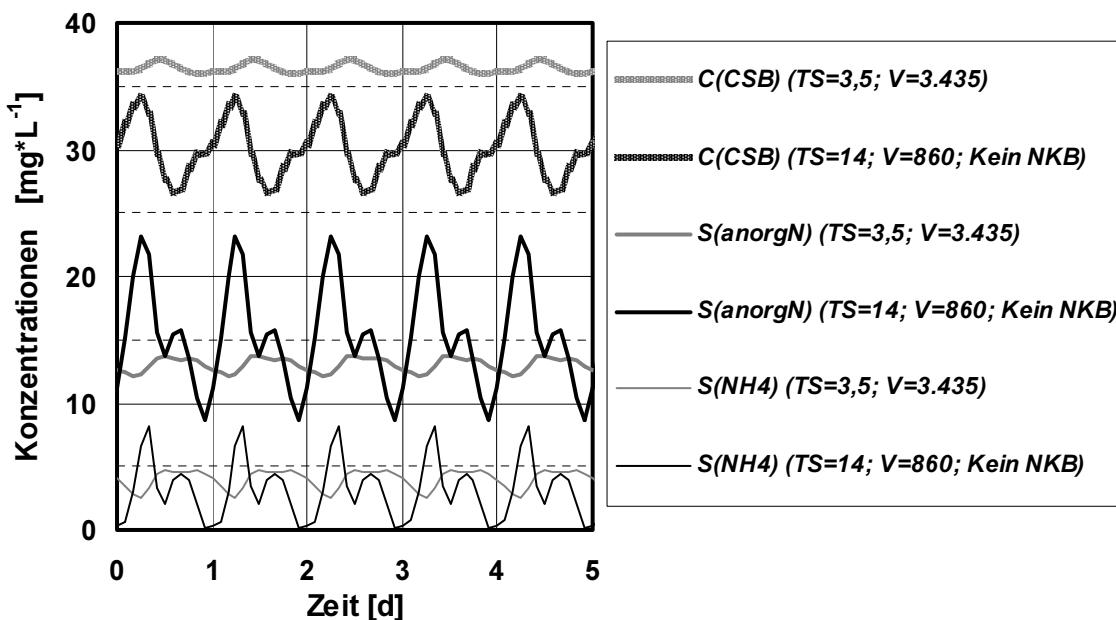


Abbildung 9: Systemvergleich

Die C_{CSB} -Ablaufkonzentrationen liegen nicht auf demselben Niveau, was durch den Umstand zu erklären ist, dass der Ablauf einer MBR-Anlage feststofffrei ist und nur gelöster CSB (S_{CSB}) in den Ablauf gelangen kann, wo hingegen im Szenario 1 auch ungelöste Bestandteile im Ablauf bis max. $20 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (ATV 1991, ATV-DwK 2000a) enthalten sein können. Trotzdem ist auch beim Parameter C_{CSB} wie auch bei den Stickstoff-Ablaufkonzentrationen die wesentlich höhere Amplitude zwischen minimaler und maximaler Ablaufkonzentration zu erkennen. Dies führt dazu, dass der Parameter S_{anorgN} für das Szenario 2 an keinem Tag (des Bemessungslastfalles) eingehalten werden könnte.

Eine zu den Kap. 6.9.2.2.4 bis 6.9.2.2.6 analoge Betrachtung der Lastfälle einer erhöhten Zulauffracht an Kohlenstoff oder Stickstoff oder verschiedener Regenerereignisse zeigt erwartungsgemäß eine Verschärfung der bereits in Abbildung 9 erkennbaren Engpässe.

Es ist daher davon auszugehen, dass bei einer behördlichen Überwachung der Anlage mit qualifizierten Stichproben oder 2-Std.-Mischproben Sicherheitsaufschläge auf das Belebungsbeckenvolumen notwendig sein werden.

4.4.6 Derzeitige Kosten der Membranfiltrationstechnik

4.4.6.1 Allgemeines

Grundsätzlich ist auf die veränderte Kostenstruktur bei Umsetzung dieser Verfahrenstechnik hinzuweisen. Während bei neu zu bauenden konventionellen Belebungsanlagen (Belebung und Nachklärung) der bauliche gegenüber dem maschinellen Anteil deutlich überwiegt (etwa im Verhältnis $\frac{2}{3}$ zu $\frac{1}{3}$), dreht sich dies Verhältnis bei MBR-Anlagen aufgrund des fehlenden Nachklärbeckens und des wesentlich kleineren Belebungsbeckens mindestens um. Dies Verhältnis verschiebt sich noch mehr, wenn es sich nicht um einen Anlagenneubau, sondern eine Anlagenertüchtigung handelt, bei der vorhandene Beckenvolumina genutzt werden (siehe Kap. 7.2.1.1).

Eine vollständige Kostenbetrachtung umfasst die Investitionen und die Jahreskosten, die sich wiederum aus dem von den Investitionen abhängigen Kapitaldienst und den Betriebskosten zusammensetzen.

4.4.6.2 Investitionen

Das Augenmerk gilt bei den Investitionen den Membranmodulen und ihrer peripheren Ausstattung (bestehend aus der zugehörigen Pumpen-, Belüftungs-, Gebläse-, Rohrleitungs- und Steuerungsmimik).

Die Entwicklung dieser Kosten verläuft in den letzten Jahren degressiv, obwohl bislang nur ein Membransystem großtechnisch in Deutschland umgesetzt wurde. Die Kosten für die Membranerstinvestition mit und ohne Peripheriekosten liegen bspw. bei zuletzt submittierten Neubauvorhaben bei 100/65 [$\text{€}\cdot\text{m}^{-2}$] (KA Kaarst-Nordkanal, Ausbaugröße 80.000 EW, submittiert im Jahre 2001) bzw. 165/100 [$\text{€}\cdot\text{m}^{-2}$] (KA Monheim, Ausbaugröße 9.700 EW, submittiert im Frühjahr 2002). Diese Kostenbereiche entsprechen etwa einer Halbierung der Kosten in den letzten 2 bis 3 Jahren. Trotzdem war bei den genannten Kostenbeispielen noch nicht die erwartete Auswirkung einer wettbewerbsbedingten Preissenkung zu beobachten, da der Wettbewerb mehr unter den Ausrüsterfirmen als unter den Membranmodulherstellern stattfand.

Einer solcher Effekt ist nunmehr bei den aktuell vorliegenden Submissionsergebnissen (Mitte 2002) der Kläranlage Markkleeberg (Ausbaugröße 22.000 EW) festzustellen. Dies verdeutlicht Abbildung 10. Sie zeigt den Zusammenhang zwischen dem Mischwasserzufluß und den darauf bezogenen spezifischen Kosten. Durch diese Bezugnahme sind die Kosten im Prinzip systemneutral dargestellt, jedoch

befinden sich zurzeit in Deutschland nur Anlagen eines Systems in Betrieb oder in der Abwicklung.

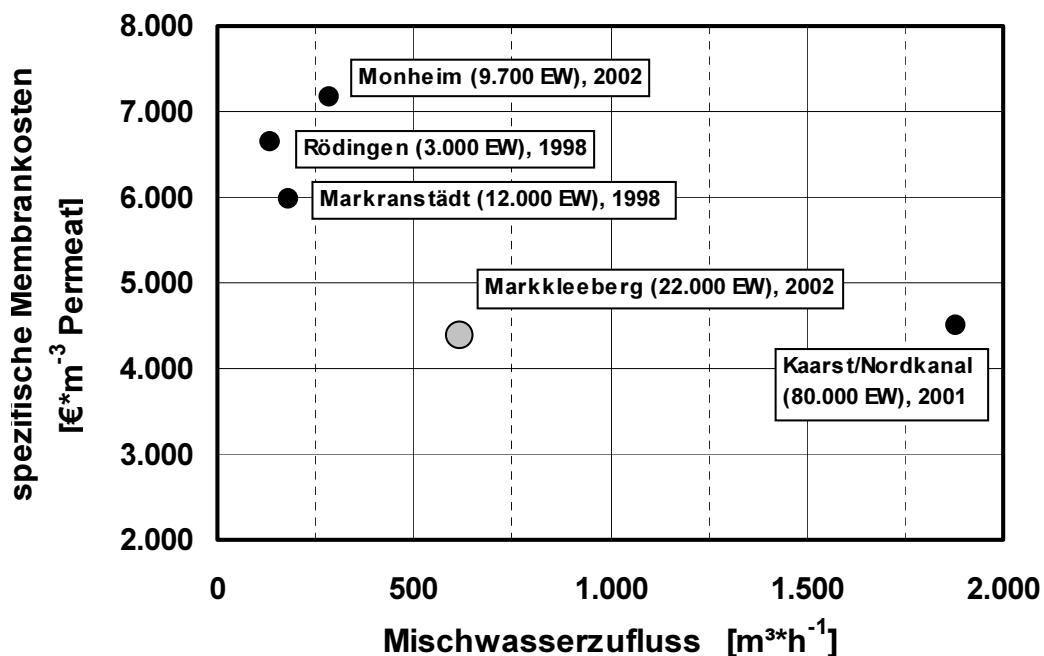


Abbildung 10: mischwasserbezogene spezifische Membrankosten

Für die Kläranlage Markkleeberg wurden unterschiedliche Membranmodulsysteme angeboten, wodurch letztlich ein Preis erzielt werden konnte, welcher der Ausstattung der Kläranlage Nordkanal entsprach ($100/65 [\text{€}\cdot\text{m}^{-2}]$). Die sich daraus ergebenden Auswirkungen auf die Kostensituation für die Kläranlage Edermünde werden noch in Kap. 7.3.7 eingehend beleuchtet.

Vergleicht man nur die Investitionen, liegen diese in manchen Fällen bei einer MBR-Anlage auf einem ähnlichen Niveau wie bei einer konventionellen Erweiterung (FRECHEN et al. 2001).

4.4.6.3 Jahreskosten

Ein anderes Bild ergibt sich bei Betrachtung der Jahreskosten. Über den Umstand, dass die Membranfiltration zurzeit höhere Jahreskosten produziert als ein konventionelles Belebungsverfahren, besteht allgemeiner Konsens. Wichtigste kostentreibende Faktoren sind hierbei die Membranersatzkosten und die Energiekosten. Alle restlichen Faktoren einer Betriebskostenzusammenstellung (Personal, Reststoffentsorgung, Betriebsmittel, Unterhaltung und Wartung) sind dem Betrieb einer konventionellen Belebungsanlage vergleichbar.

Sofern die Membranfiltrationstechnik alternativ zum konventionellen Belebungsverfahren an einem Standort eingesetzt wird, an dem sie das Abwasser über das geforderte Maß (z.B. Mindestanforderungen nach AbwV (BUNR 1997)) hinaus rei-

nigt, lassen sich weitere Kostenvorteile bei der Abwasserabgabe durch Herabsetzung kostenpflichtiger Schmutzkonzentrationen (z.B. C_{CSB}) erzielen.

4.4.6.3.1 Membranersatzkosten

Bei den Modulkosten sind die Kosten für die Erstinvestition (siehe Kap. 4.4.6.2) und die Kosten eines Membranwechsels, die Membranersatzkosten zu unterscheiden.

Nach Herstellerangaben betragen die Membranersatzkosten etwa die Hälfte der Erstinvestition (ENGELHARDT 2002).

Um die Kosten für den Membranwechsel gering zu halten, sollte eine hohe Standzeit der Membranen (siehe Kap. 4.4.3), ein hoher Recycling-Grad sowie ein einfacher Aus- und Einbau der Module gegeben sein (MELIN/VOSENKAUL 2001). Die Standzeit wird dabei u.a. durch die Betriebsbedingungen beeinflußt, wie der Einfluß der chemischen Reinigung auf das Membranmaterial auf der Kläranlage Rödingen gezeigt hat. Dort trat nach nur einem Jahr Betriebsdauer – innerhalb des Gewährleistungszeitraumes – eine Membranschädigung (Ablösen der Membranschicht vom Trägermaterial) auf, die einen Modulwechsel erforderlich machte.

4.4.6.3.2 Energiebedarf

Der Energiebedarf von MBR-Anlagen liegt nach den vorliegenden großtechnischen Betriebserfahrungen deutlich höher als bei störungsfrei betriebenen konventionellen Belebungsanlagen ($\approx 0,5 \text{ kWh}\cdot\text{m}^{-3}$). Er wird entscheidend vom erforderlichen Sauerstoffeintrag zur Crossflow-Erzeugung bestimmt. Andere verfahrensspezifische Energieverbraucher wie die Unterdruckerzeugung zur Permeatabsaugung sind vernachlässigbar. Alle restlichen Energieverbraucher sind dem Betrieb einer konventionellen Belebungsanlage vergleichbar.

An dieser Stelle hat es in den letzten Jahren bereits deutliche Verbesserungen durch Reduzierung von spezifischen Luftmengen bzw. die Einführung eines zyklisch-intermittierenden Belüftungsbetriebes gegeben, die dazu beigetragen haben, den Energiebedarf zu senken.

Darüber hinaus gibt es andere Ansätze wie bspw. die Stapelung von Membranmodulen bei gleicher Luftzufuhr, die eine weitere Verringerung der Energiebedarfswerte bis hin zu einer Annäherung an diejenigen konventioneller Belebungsanlagen mit simultaner, aerober Schlammstabilisierung und somit weitere Kostenreduzierungen an dieser Stelle erwarten lassen (ENGELHARDT 2002). Trotzdem muss zum gegenwärtigen Zeitpunkt konstatiert werden, dass die in Deutschland im Betrieb befindlichen Großanlagen einen Energiebedarf von ca. $1 \text{ kWh}\cdot\text{m}^{-3}$ aufweisen.

4.4.6.4 Ausblick

Die Perspektiven der Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung hängen entscheidend davon ab, ob sich das Verfahren hinsichtlich der Kosten zu einem ohne spezifische politische Unterstützung wettbewerbstauglichen Verfahren optimieren lässt. Klar ist ebenfalls, dass eine Vielzahl von Randbedingungen – Entwicklung der Baupreise, Entwicklung der Membranpreise, Entwicklung des Anbieter-Feldes (Monopol - Oligopol - Wettbewerb), Ergebnis zwischenzeitlich laufender Vergabeverfahren, Ergebnisse der Forschungen zu den Anlagen, Betrieb und Betriebsstabilität der Anlagen/Standzeit der Membrane, Auflagen und sonstige Rahmenbedingungen und technische Weiterentwicklungen – die letztlich relevanten Kosten massiv beeinflussen. Sofern es dem Wettbewerb gelingt, die momentane Monopolstellung des Hohlfasermembransystems aufzuweichen, darf erwartet werden, dass die Membranmodulpreise noch weiter sinken werden und sich aufgrund der bereits oben dargelegten strukturellen Unterschiede in den Investitionen vermutlich eine mögliche Verschiebung der Wirtschaftlichkeit zu Gunsten von Ertüchtigungsszenarien mit der Membranfiltrationstechnik ergibt.

Andererseits wäre eine Senkung der Investitionen auch dadurch erreichbar, die Leistungsfähigkeit der Membranmodule zu steigern und somit einen geringeren Flächenbedarf aufgrund höherer Bemessungspermeatflüsse zu erzielen. Eine solche Tendenz war in der jüngeren Vergangenheit jedoch (noch) nicht erkennbar (siehe Kap. 4.4.5.1, Tabelle 9).

4.4.7 Stand von Umsetzung und Forschung

Im Jahr 1999 gab es weltweit in der kommunalen Abwasserreinigung ca. 240 großtechnische MBR-Anlagen mit einem Gesamtreativgungsvolumen von rund $80.000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ (DOHMANN et al. 2000). Dabei wurden drei unterschiedliche Modulsysteme, Plattenmodule (Kubota, Rhodia) und ein Hohlfasermodul (Zenon), eingesetzt. Gemessen an der Zahl der Einsatzfälle im internationalen Rahmen befindet sich die Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung in Deutschland noch in ihren Anfängen. Gleichwohl ist sie gegenwärtig eines der am intensivsten diskutierten Verfahren in der kommunalen Abwasserreinigung.

Seit Mai 1999 ist in Deutschland die erste großtechnische MBR-Anlage zur Reinigung ausschließlich kommunalen Abwassers in Betrieb. Realisiert wurde sie beim Erftverband auf der Kläranlage Rödingen als kompletter Neubau. Die Ausbaugröße der Kläranlage beträgt 3.000 EW ($675 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$). Im Januar 2000 wurde mit der Kläranlage Markranstädt (12.000 EW; $4.320 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$) bei Leipzig die zweite Anlage dieser Art in Betrieb genommen. Weitere Anlagen dieses Typs befinden sich zurzeit in der konkreten Realisierungs- oder Planungsphase. So wird beim Erftverband gegenwärtig die nach Fertigstellung weltweit größte MBR-Anlage zur Reinigung rein kommunalen Abwassers (Kläranlage Kaarst-Nordkanal, 80.000 EW)

realisiert. Es lässt sich absehen, dass in Deutschland bis zum Jahre 2005 etwa 10 MBR-Anlagen großtechnisch in Betrieb gegangen sein werden.

Es erstaunt nicht, dass – international betrachtet – die ersten Bemühungen, die Membranfiltration im kommunalen Sektor zu etablieren, schwerpunktmäßig in den Ländern erfolgte, in denen die erste Generation von Membranmodulen produziert wurde, in Nordamerika und Japan (STEPHENSON et al. 2000).

In Nordamerika sind heute ca. 35 Membrananlagen (USA: 25, Kanada: 10) mit einem maximalen Tagesdurchsatz von $7.500 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ in Betrieb (WALLIS-LAGE et al. 2001).

Die MBR-Anlagen in Japan sind geprägt durch das vielfach anzutreffende Erfordernis, Abwasserreinigung kleinräumig ohne Ableitung am Ort des Abwasseranfalls (Hotels, Bürokomplexe o.ä.) zu realisieren und das qualitativ hochwertige Permeat unmittelbar in einen Nutzungskreislauf zurückzuführen. Von diesen Vor-Ort-Anlagen sind mehr als 300 in Betrieb bis hin zu einer Ausbaugröße von 10.000 EW. Anwendungen im kommunalen Bereich begrenzen sich gegenwärtig noch auf sehr kleine Anlagen in ländlichen Gegenden. Bemühungen für eine großtechnische Umsetzung sind vorerst noch im Versuchsstadium (MURAKAMI 2001).

Auch im europäischen Ausland wird der Einsatz der Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung mit Nachdruck betrieben und beforscht. In Großbritannien wurde die Membranfiltration nach einer mehrjährigen Phase halbtechnischer Untersuchungen (Kingston Seymour) bereits zu Beginn des Jahres 1998 großtechnisch umgesetzt. Der ersten Anlage in Porlock (4.000 EW, Plattenmembrane) folgte zwei Jahre später die MBR-Anlage in Swanage (23.000 EW, Plattenmembrane), im Jahre 2001 eine Anlage in Campbeltown (3.000 EW, Hohlfasermembrane) und eine Demonstrationsanlage in Lowestoft (Hohlfasermembrane) mit einer Anschlussgröße von ca. 46.000 EW (CHURCHHOUSE 2000, JUDD 2001).

In den Niederlanden wurde auf der Kläranlage Beverwijk seit Beginn des Jahres 2000 ein großtechnischer Pilotversuch durchgeführt, in dessen Verlauf verschiedene Membransysteme hinsichtlich ihrer Funktionsweise und Leistungsfähigkeit untersucht wurden (LAWRENCE et al. 2001). Die Resultate haben zu der Entscheidung geführt, eine großtechnische Demonstrationsanlage in Varsseveld (25.000 EW) zu planen und 2003/2004 in Betrieb zu nehmen (LEUNK et al. 2001).

In Belgien steht die Inbetriebnahme der ersten großtechnischen MBR-Anlage auf der Kläranlage Schilde (28.000 EW) unmittelbar bevor. Die Untersuchungen für eine Ausstattung der Kläranlage Heist (60.000 EW) mit Membranmodulen sind noch nicht abgeschlossen (GEENENS et al. 2001).

Für die Schweiz oder Österreich ließe sich eine ähnliche Entwicklung aufzeigen.

Die Untersuchungs- und Forschungsinhalte bezüglich der Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung umfassten bislang die Aufarbeitung und Auswer-

tung des gewonnenen großtechnischen Datenmaterials sowie die vertiefte wissenschaftliche Auseinandersetzung mit verfahrenstechnischen Aspekten und Randbedingungen dieses Reinigungssystems. In einer Auswahl wären zu nennen:

- ⇒ Einfluß und Beschaffenheit der mechanischen Reinigungsstufe,
- ⇒ biologische Phosphorelimination in MBR-Anlagen,
- ⇒ Einsatz zur Eliminierung endokrin wirksamer Substanzen,
- ⇒ Kombination mit dem SBR-Verfahren,
- ⇒ Einsatzmöglichkeiten als Haus- oder Kleinkläranlage.

Die anfänglich proklamierten Vor- und Nachteile des Verfahrens haben sich im Zuge der Untersuchungen und mit fortschreitenden großtechnischen Betriebserfahrungen teilweise relativiert. Diese betrieblichen Erkenntnisse deuten darauf hin, dass der hohe Trockensubstanzgehalt in der Belebung, der gemäß Entwurfsplanung bei $15 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $25 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ liegt, im Dauerbetrieb zu kostenträchtigen Problemen führt und deswegen nach unten korrigiert werden muss.

Demgegenüber haben sich die Befürchtungen hinsichtlich einer deutlichen Verschlechterung des Sauerstoffeintrages nicht bestätigt (CORNEL et al. 2001).

Die Klärschlämme aus kleinen Anlagen wie den MBR-Anlagen in Rödingen oder Markranstädt werden üblicherweise zur weiteren Schlammbehandlung und –entsorgung abgefahren und extern mit behandelt, jedoch ist die Frage nach den Schlammeigenschaften von Überschussschlämmen aus MBR-Anlagen dann aktuell, wenn große Anlagen wie zurzeit vom Erftverband oder auch in den Niederlanden mit einer eigenen Schlammbehandlungsstufe geplant und umgesetzt werden (BRANDS/FIRK 2001). Hinsichtlich des Schlammanfalls und der Schlammeigenschaften wurden Untersuchungen an halb- und großtechnischen MBR-Anlagen durchgeführt, die bezüglich ihres Belastungszustandes einer simultanen aerob stabilisierenden Anlage entsprechen (hohes Schlammalter, niedrige Schlammbelastung) bzw. diese deutlich unterschreiten. Eine Reduktion des Überschussschlamms, geschweige denn ein überschussschlammfreier Betrieb konnte nicht in dem zeitweise vorhergesagten Maße festgestellt werden. Für die Entwässerbarkeit des Klärschlammes erweist sich das Membranverfahren als ungünstiger. Der Flockungshilfsmittelbedarf gegenüber konventionellen, simultan aerob stabilisierenden Anlagen kann sich auf das zwei- bis dreifache (DICHTL/KOPP 1999) erhöhen. Ursachen hierfür sind die kleinere Flockenstruktur sowie der Gehalt an exopolymeren Substanzen. Hinsichtlich der Faulfähigkeit (Gasproduktion) erwiesen sich Schlämme aus MBR-Anlagen als vergleichbar mit Schlämmen aus konventionellen Kläranlagen.

Schwerpunkte weiterer aktueller Untersuchungen sind:

- ⇒ die Optimierung der modulabhangigen Membranreinigung,
- ⇒ Untersuchungen zur Standzeit der Membranmodule bzw. zu den Ursä-

chen von Ablöseerscheinungen,

- ⇒ Untersuchungen zur Entwicklung einer verfahrensspezifischen Bemessung der biologischen Stufe einer Membranbelebungsanlage,
- ⇒ Auswirkung eines Membranbetriebes mit niedrigen TS_{BB}-Gehalten und Auswirkungen des Membranbetriebes ohne simultane aerobe Schlammstabilisierung, (FRECHEN et al. 2001),
- ⇒ die Modellierung (dynamische Simulation) der physikalischen, biologischen und chemischen Abläufe auf der Membranoberfläche oder in den Membranporen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung (Fouling, EPS-Produktion) und –entfernung durch den zyklischen Betrieb, des Strömungszustandes und des Materialverhaltens (MELIN et al. 2001),
- ⇒ Entwicklung kostenoptimaler Bemessungs- und Betriebsstrategien für die Implementierung einer Membranfiltration im Zuge einer Kläranlagenertüchtigung,
- ⇒ Ermittlung aussagefähiger Kennzahlen des Abwassers, der Verfahrensart der Vorbehandlung und der Foulingproblematik,
- ⇒ Entwicklung technisch optimierter, marktfähiger Membranmodule.

Der Ertüchtigung von Kläranlagen mittels Membranfiltration galt bislang nur geringe Aufmerksamkeit. MBR-Anlagen als Neuplanungen standen in der kommunalen Abwasserreinigung bisher deutlich im Vordergrund.

DORAU (2000) erwähnt die Einsetzbarkeit des Verfahrens für Altanlagen und spricht von der prinzipiellen Eignung, bestehende Kläranlagen auf membrangestützte biologische Kläranlagen umzurüsten.

SCHILLING et al. (1998) stellen grundsätzliche Konzepte zur wirtschaftlichen Ertüchtigung kommunaler Kläranlagen durch die Membranfiltration dar, die sich seinerzeit teilweise im Stadium einer Voruntersuchung befanden. Genannt werden bspw. die einer Sedimentation nachgeschaltete Filtration, die vollständige biologische Reinigung und Filtrierung des Prozesswasserstromes ohne Rückführung in den Hauptstrom, die Implementierung einer Membranfiltration zur Realisierung der 3. Reinigungsstufe und die Möglichkeit einer Teilstromfiltration bei saisonal beeinflussten Einzugsgebieten.

Aus der Tatsache, dass in keinem dieser Projekte eine großtechnische MBR-Anlage entstanden ist, ist abzuleiten, dass Membranfiltration sicherlich kein „Allheilmittel“ für die zukünftigen Aufgaben der Kläranlagenertüchtigung darstellt und in jedem Einzelfall auf Durchführbarkeit und Wirtschaftlichkeit zu prüfen ist. Eine flächendeckende Ausstattung der kommunalen Abwasserreinigung mit der Membranfiltration ist ohne wesentliche Verschärfung der gesetzlichen Anforderungen an die kommunale Abwasserreinigung keine realistische Zukunftsperspektive.

Gleichwohl lassen sich Randbedingungen vorfinden, bei denen eine Implementierung der Membranfiltration in eine vorhandene, zu ertüchtigende Kläranlage verfahrenstechnisch und auch wirtschaftlich sinnvoll erscheint. Solche Randbedingungen und die sich daraus entwickelnde Anlagen- und Betriebskonzeption schildern FRECHEN et al. (2001).

Im Zuge der Ertüchtigung oder des Ausbaus hin auf weitergehende Nährstoffelimination vorhandener Anlagen erweist es sich in vielen Fällen als notwendig, das Belebungsbeckenvolumen zu vergrößern, das Nachklärbeckenvolumen zu vergrößern oder gar beides zusammen. Genügt zusätzlich auch noch die vorhandene Nachklärung nicht mehr den aktuellen Bemessungsrichtlinien der ATV-DVWK (häufig trifft dies auf die geometrische Ausbildung der Nachklärbecken zu), so kommt noch der Abriss des nicht mehr richtlinienkonformen Nachklärbeckens – und damit die kostentreibende Volumenvernichtung bei gleichzeitig geplanter Volumenreuerstellung – hinzu, was bei einigermaßen ansprechender Betonqualität der vorhandenen Bauwerke als fragwürdig zu bezeichnen ist.

Wird in einer solchen Situation über eine Umstellung der Phasentrennung von Absetzwirkung auf Membranfiltration nachgedacht, so bietet es sich an, das bereits vorhandene Nachklärbeckenvolumen voll als Belebungsbeckenraum zu nutzen. Ist dies möglich, so kann nach überschlägigen Überlegungen oft nicht nur auf den Neubau von Belebungsbecken verzichtet werden, sondern es besteht, abhängig vom Grad der Unterkapazität der existierenden Anlage, beim Ausbau meist nicht einmal die Notwendigkeit, die – prinzipiell gegebene – Möglichkeit der deutlichen Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes ausschöpfen zu müssen. Meist kommt man mit den üblichen, bestenfalls leicht erhöhten TS_{BB} -Gehalten von $4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ zu Recht.

Dies lässt einige verfahrens- und ausbauspezifische Vorteile wie eine bessere Sauerstoffausnutzung, keine erhöhte Empfindlichkeit gegenüber Stoßbelastungen, bessere rheologische Eigenschaften des Abwasser-Belebtschlamm-Gemisches, erhebliche Reservekapazitäten bei späterem Erweiterungsbedarf und der sparsame Umgang mit Platzressourcen vermuten. LEE et al. (2001) untersuchten im Labormaßstab den Zusammenhang zwischen der Trockensubstanzkonzentration im Bioreaktor und der Zunahmegeschwindigkeit des Transmembrandrucks. Gemäß dieser Untersuchung verschlechtern sich die Filtrationsverhältnisse bei einem niedrigen Trockensubstanzgehalt.

Über solche Betriebsweisen ist gegenwärtig noch wenig bekannt, auch wenn SCHILLING et al. (1998) explizit die betriebliche Flexibilität herausstellen, die sich daraus ergibt, dass der Betrieb einer Membranfiltration in einem weiten TS_{BB} -Spektrum von $2 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $20 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ möglich ist.

Dieser konzeptionelle Ansatz wurde in einem konkreten Projektvorhaben, von dem im Weiteren noch die Rede sein wird, untersucht.

5 Exemplarische Anwendung unter Einsatz halbtechnischer Versuche und der dynamischen Simulation am Beispiel der KA Burgsolms

5.1 Allgemeines

Ein Ausbau der Kläranlage Burgsolms (ca. 16.000 EW im Jahr 1998), die zur weitgehenden Oxidation der Kohlenstoffverbindungen ausgelegt war und aus einem kombinierten Belebungs- und Nachklärbecken bestand, wurde infolge der Novellierung der Allgemeinen Rahmen-Verwaltungsvorschrift (Rahmen-AbwasserVwV) über Mindestanforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (BUNR 1991), später dann ersetzt durch die AbwV (BUNR 1997) sowie der Umsetzung der EG-Richtlinie 91/271/EWG „Kommunales Abwasser“ (RAT DER EG 1991) in nationales Recht erforderlich. Der Abwasserverband Burgsolms plante die Ertüchtigung der Kläranlage zur weitgehenden Stickstoffelimination, da die Anlage die Grenzwerte der AbwV (BUNR 1997) bezüglich der Parameter S_{anorgN} ($\leq 18 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) und S_{NH4} ($\leq 10 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) nicht einhalten konnte.

Gleichzeitig bestand die Absicht, aufgrund von Überlastungen im Kanalnetz das Einzugsgebiet einer Nachbargemeinde abwasserseitig von der Kläranlage Burgsolms abzukoppeln, was zu einer Entlastung von ca. 2.000 EW führt.

Die Kläranlage Burgsolms befindet sich im Retentionsraum der Lahn. Eine Erweiterung über das bestehende Kläranlagengelände hinaus war planungsseitig bereits konzipiert, wurde aber von der Stadt Solms nicht favorisiert.

Im Folgenden wurde vom Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel auf der Kläranlage Burgsolms eine Versuchsanlage im halbtechnischen Maßstab betrieben. Mit ihr wurden Verfahrensvarianten (vorgeschaltete Denitrifikation und Kaskadendenitrifikation) zur weitgehenden Stickstoffelimination untersucht. Die kontinuierlich aufgenommenen Zulauf- und Ablaufparameter wurden außerdem dazu verwendet, die biologischen Abbauvorgänge in einer dynamischen Simulation zu modellieren.

Im Weiteren wurden die Ergebnisse der stationären Bemessung und der dynamischen Simulation in mögliche zukünftige Verfahrensvarianten und Anlagenkonzepte unter Berücksichtigung der vorhandenen Bausubstanz, des beschränkten Raumangebotes sowie grundsätzlich der Kostensituation umgesetzt. Weiterhin wurden verschiedene Ausbauszenarien verfahrenstechnisch und kostenseitig miteinander verglichen, die sich nach der grundlegenden Ausbaugröße, der Art der mechanischen Vorreinigung und der Durchflusszeit bei Betrieb einer Vorklärung voneinander unterschieden. Diese Betrachtungen mündeten in eine verfahrenstechnische Empfehlung, die im Anschluss planerisch entworfen wurde. Die Kläran-

lage Burgsolms ist seit September 1999 entsprechend des Ertüchtigungsvorschla-
ges in Betrieb.

5.2 Situation vor der Ertüchtigung

Die frühere Tropfkörperanlage wurde 1982 zum Belebungsverfahren ausgebaut. Kern der Anlage war seitdem ein kombiniertes Belebungs- und Nachklärbecken, in dem die zufließende organische Schmutzfracht biologisch gereinigt wird.

Hinter dem Zulaufschneckenpumpwerk durchfließt der Abwasserstrom einen Sieb-
lochrechen. Die Sandabtrennung erfolgt parallel in einem Langsandfang (24 m^3) und
einem Rundsandfang, denen jeweils ein Venturigerinne zur Durchflußmes-
sung folgt. Der wieder zusammengeführte Abwasserstrom verteilt sich danach auf
zwei Vorklärbecken (je 240 m^3 Volumen; $t_{R,TW} = \text{ca. } 3 \text{ h}$, $t_{R,RW} = \text{ca. } 0,4 \text{ h}$).

Von den Vorklärbecken wird das Abwasser durch ein Zwischenpumpwerk in die
Belebung gefördert. Der äußere Beckenring in einem kombinierten Belebungs-
Nachklärbecken hat ein Belebungsvolumen von 1.220 m^3 und wird durch drei nicht
regelbare Mammutrotoren durchmischt und belüftet. In den Zulauf zur Belebung
wird zur simultanen Phosphatfällung Eisen-III-Chlorid dosiert.

Durch eine Dükerleitung fließt das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch dem in die-
sem Kombibecken innenliegenden Nachklärbecken zu, welches horizontal durch-
strömt wird. Die Nachklärung hat eine Oberfläche von 740 m^2 , ein Volumen von
 2.100 m^3 und auf $\frac{2}{3}$ des Fließweges eine Höhe von nur $2,30 \text{ m}$.

Seit November 1996 war der Überschussschlamm zunächst statisch (Eindicker)
und danach maschinell (Siebtrommel) eingedickt, bevor er zusammen mit dem
Primärschlamm dem Faulturm zugeführt wird. Der ausgefaulte Schlamm wird
nacheingedickt und anschließend in einer Kammerfilterpresse entwässert.

Ebenfalls seit 1996 werden die anfallenden Prozesswässer in einem Speicher ge-
sammelt, um in den belastungsarmen Nachtstunden der Belebung zugeführt zu
werden. Das Überstandswasser aus dem Voreindicker wird direkt in den Ablauf
der Vorklärung eingeleitet.

Die im Einleitungsbescheid festgeschriebenen Überwachungswerte für die Be-
schaffenheit des einzuleitenden Abwassers nach Sanierung der Kläranlage Burg-
solms (ab 31.12.1999) in das Gewässer *Lahn* entsprachen den Mindestanforde-
rungen gemäß AbwV (BUNR 1997):

⌚ C _{CSB} :	90	mg·L ⁻¹
⌚ C _{BSB} :	20	mg·L ⁻¹
⌚ S _{anorgN} :	18	mg·L ⁻¹
⌚ S _{NH4} :	10	mg·L ⁻¹
⌚ C _P :	2	mg·L ⁻¹

5.3 Grundlagenermittlung

5.3.1 Allgemeines

Die Bemessungsgrundlagen wurden auf der Basis von Betriebstagebuchauswertungen mehrerer Jahre sowie einer aktuellen zweiwöchigen Messphase durchgeführt. Technische Grundlage war das A 131 (ATV 1991). Dabei stellten sich die Daten des Betriebstagebuchs der Jahre 1994 bis 1997 wegen ihrer teilweise geringen Dichte und einer unzureichenden Streuung der 2-Std.-Mischproben über den Tagesverlauf als wenig repräsentativ heraus.

5.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen

Der einzige zuverlässige Parameter ist der Zufluss, der jeden Tag gemessen wird. Diese Daten wurden für die Bestimmung des bemessungsrelevanten 85-Perzentilwertes der Trockenwetterzuflusses herangezogen. Es ergab sich ein Wert von ca. $3.773 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ über den Auswertezeitraum von vier Jahren. Eine tendenzielle Entwicklung über die Jahre war nicht festzustellen. Die Unterschreitungshäufigkeiten sind in der nachfolgenden Abbildung 11 dargestellt. Zusätzlich wurde zu Vergleichszwecken der ausgewertete Mittelwert bei Berücksichtigung aller Tage aufgenommen, wie er nach dem geltenden A 131 (ATV-Dvwk 2000) erforderlich wird.

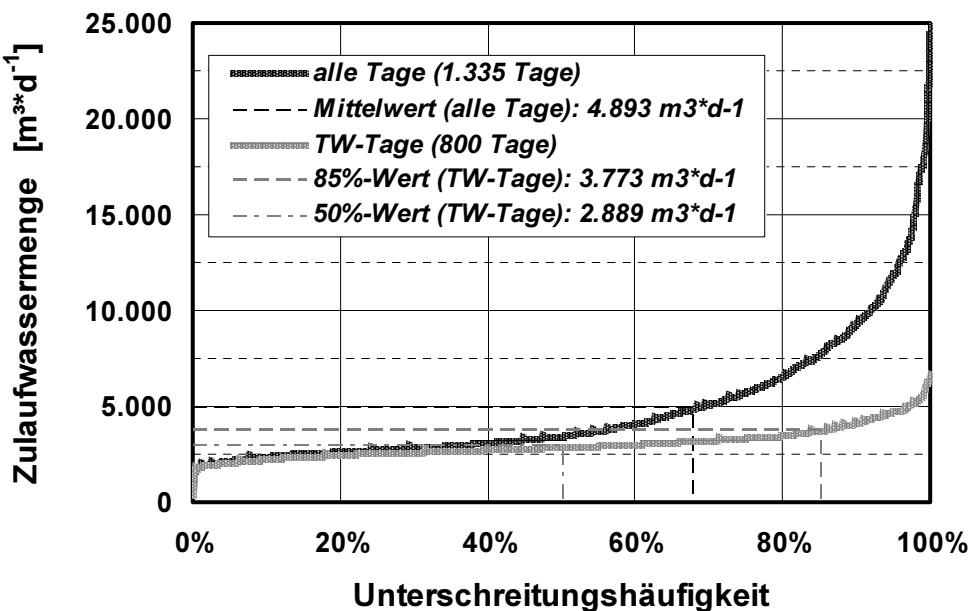


Abbildung 11: Unterschreitungshäufigkeit der Zulaufwassermenge (Burgsolms)

In der nachfolgenden Tabelle 10 sind die hydraulischen Zulaufdaten des IST- und des Ausbauzustandes, wie sie sich unter Verwendung des Arbeitsblattes-A 128 (ATV 1992) ergeben, einander gegenübergestellt.

Tabelle 10: *hydraulische Zulaufdaten (Burgsolms)*

Ausbaugröße	[EW]	16.000 (IST-Zustand)	20.000 (Ausbauzustand)	
spez. Q _s -Anfall	[L·E ⁻¹ ·s ⁻¹]	0,0033	0,0033	
Spitzenfaktor f _{h,max}	[-]	10		
Fremdwasseranteil		ca. 100%		
spez. Q _t -Anfall ¹⁾	[L·E ⁻¹ ·d ⁻¹]	119	119	
spez. Q _s -Anfall ¹⁾	[L·E ⁻¹ ·d ⁻¹]	238	238	
Q _{s24}	[L·s ⁻¹]	22,00	27,50	
	[m ³ ·h ⁻¹]	79,2	99,0	
	[m ³ ·d ⁻¹]	1.901	2.376	
Q _{f24}	[L·s ⁻¹]	22,00	27,50	
	[m ³ ·h ⁻¹]	79,2	99,0	
	[m ³ ·d ⁻¹]	1.901	2.376	
Q _{t24}	[L·s ⁻¹]	43,63	55,00	
	[m ³ ·h ⁻¹]	157,1	198,0	
	[m ³ ·d ⁻¹]	3.770 ^{*1)}	4.752	
Q _{s10}	[L·s ⁻¹]	52,80	66,00	
	[m ³ ·h ⁻¹]	190,1	237,6	
	[m ³ ·d ⁻¹]	1.901	2.376	
Q _{t10}	[L·s ⁻¹]	74,80	93,50	
	[m ³ ·h ⁻¹]	269,3	336,6	
Q _m (=2*Q _s +Q _f)	[L·s ⁻¹]	127,60	159,50	
Q _m (gewählt)	[L·s ⁻¹]	127,60	230,00 ^{*2)}	
	[m ³ ·h ⁻¹]	459,4	828,0	
	[m ³ ·d ⁻¹]	11.025	19.872	

*1): ermittelter bzw. im Untersuchungszeitraum beobachteter Zufluss

*2): Vorgabe der Genehmigungsbehörde

Zur Erläuterung: Alle Abwasserzuflüsse sind – außer Q_m im Ausbauzustand – auf der Grundlage der Auswertung der Trockenwetterzuflüsse (siehe Abbildung 11) und der Wasserverbrauchs- und Einwohnerzahlen mehrerer Jahre (als Hinweis auf den spezifischen Q_t-Anfall in [L·E⁻¹·d⁻¹] und damit auch auf den Fremdwasseranteil) ermittelt worden.

5.3.3 Messphasen

Die wesentliche Maßnahme zur Ermittlung der Bemessungsgrundlage bestand in einer zweiwöchigen Messphase zur Bestimmung der Zulaufbelastung und der Vorklärwirkung, wobei an mehreren Verfahrensstellen (Zulauf/Ablauf Vorklärung) gemessen und mehrere Teilstrome (Gesamtzufluss, Teilstrom der Gemeinde Braunfels, Prozesswasser) separat erfasst wurden. Es wurden Tagesmischproben und zusätzlich an den Probenahmestellen *Zulauf/Ablauf Vorklärung* und *Teilstrom der Gemeinde Braunfels* an einigen Tagen 2-Std.-Ganglinien erhoben. Der *Teilstrom der Gemeinde Braunfels* wird nicht weiter separat dargestellt, da er bislang auch heute noch in die Kläranlage Burgsolms abgeleitet wird.

Allerdings sind für die Probenahmestelle *Ablauf Vorklärung*, die für die Bemessung hauptsächlich herangezogen wird, lediglich 4 Trockenwettertage auswertbar. Für die Zusammenstellung der endgültigen Bemessungsgrundlage wurden daher noch zusätzliche Tagesmischproben, die im Rahmen des Betriebes der halbtechnischen Versuchsanlage gewonnen wurden, mit herangezogen. Gleichzeitig wurde für die Probenahmestelle *Zulauf Vorklärung* die Datenmenge bei Trockenwetter um Messdaten ergänzt, die während einer Versuchsreihe zum Einsatz einer Siebung erhoben wurden.

5.3.4 Die bemessungsrelevanten Ergebnisse sind in Herleitung der Bemessungsgrundlagen

Die Herleitung der Bemessungsgrundlagen erfolgte nach den unterschiedlichen Auswertemethoden der alten und der aktuellen Fassung des A 131 (ATV-DWK 2000). Nach der alten Fassung (ATV 1991) waren für die Bemessung die 85-Perzentilwerte der Trockenwettertage anzusetzen. Nach der gültigen Fassung sind es die Mittelwerte aller Tage.

Gleichzeitig lagen die Messdaten an den Probenahmestellen *Zulauf* und *Ablauf Vorklärung* vor, so dass vier Auswertefälle unterschieden werden können:

Tabelle 11 zusammengestellt. Dabei wurden für die Auswertung aller Tage gemäß A 131 (ATV-DWK 2000) die Mittelwerte, für die Auswertung der Trockenwettertage gemäß der alten Fassung des A 131 (ATV 1991) die 85-Perzentilwerte ermittelt.

5.3.5 Herleitung der Bemessungsgrundlagen

Die Herleitung der Bemessungsgrundlagen erfolgte nach den unterschiedlichen Auswertemethoden der alten und der aktuellen Fassung des A 131 (ATV-DWK 2000). Nach der alten Fassung (ATV 1991) waren für die Bemessung die 85-Perzentilwerte der Trockenwettertage anzusetzen. Nach der gültigen Fassung sind es die Mittelwerte aller Tage.

Gleichzeitig lagen die Messdaten an den Probenahmestellen *Zulauf* und *Ablauf Vorklärung* vor, so dass vier Auswertefälle unterschieden werden können:

Tabelle 11: Ergebnisse der Messphase, Tagesmischproben (Burgsolms)

	Q	C_{CSB}	C_{BSB}	X_{TS}	C_{TKN}	S_{NH4}	S_{NOX}	S_{PO4}	C_P
[m ³ ·d ⁻¹], [kg·d ⁻¹]									
alle Tage									
ZVK	4.755	2.181	812	1.028	185,2	125,8	3,9	14,7	23,5
Anzahl Daten	35	24	23	24	23	22	11	22	21
AVK		1.346	551	479	177,6	117,7	6,7	14,5	21,2
Anzahl Daten		20	20	20	20	20	19	20	20
Eliminationsrate η		38%	32%	53%	4%	6%			10%
Prozesswasser	132	23,4	8,2	6,4	25,0	24,6	1,4		0,1
Anzahl Daten	12	12	12	12	12	12	12		12
Trockenwettertage									
ZVK	3.320	2.054	916	891	199,7	139,7	1,0	14,8	25,6
Anzahl Daten	22	15	14	15	14	15	7	14	14
AVK		1.284	604	358	165,4	123,4	1,8	15,0	20,6
Anzahl Daten		11	11	11	11	11	10	11	11
Eliminationsrate η		38%	34%	60%	17%	12%			19%

- ⌚ **ZVK aT**: PN-Stelle: Zul. Vorklärung; Berücksichtigung aller Tage,
- ⌚ **AVK aT**: PN-Stelle: Abl. Vorklärung; Berücksichtigung aller Tage,
- ⌚ **ZVK TW**: PN-Stelle: Zul. Vorklärung; Berücksichtigung der TW-Tage,
- ⌚ **AVK TW**: PN-Stelle: Abl. Vorklärung; Berücksichtigung der TW-Tage.

Da die seinerzeitige Aufenthaltszeit t_R in der Vorklärung von ca. 2 Stunden in der zukünftigen (mittlerweile heutigen) Verfahrenstechnik auf ca. 1 Stunde bei Trockenwetterzufluss reduziert werden sollte, ist der in den Messphasen ermittelte Wirkungsgrad gesondert zu berücksichtigen. Es wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

- ⌚ **ZVK aT**: Vorklärwirkungsgrad für 1 Stunde Durchflußzeit nach A 131,
- ⌚ **AVK aT**: Übernahme des ermittelten Vorklärwirkungsgrades,
- ⌚ **ZVK TW**: Vorklärwirkungsgrad für 1 Stunde Durchflußzeit nach A 131,
- ⌚ **AVK TW**: Da die ermittelten Vorklärwirkungsgrade für die Parameter C_{BSB} und X_{TS} sehr genau denen nach A 131 für 2 Stunden Durchflußzeit entsprachen, wurde für diese Parameter der Vorklärwirkungsgrad für 1 Stunde Durchflußzeit nach A 131 angesetzt; Für die Parameter C_{TKN} und C_P wurden die ermittelten Vorklärwirkungsgrade übernommen, da sie sich

gemäß A 131 bei einer Verkürzung der Durchflußzeit nicht reduzieren.

Für die Ausbaugröße von 20.000 EW ergaben sich unter den genannten Rahmenbedingungen Bemessungsdatensätze aus Tabelle 12.

Tabelle 12: Bemessungslastfälle im Zulauf zur Belebung (Burgsolms)

	Q	C _{CSB}	C _{BSB}	X _{TS}	C _{TKN}	S _{NH4}	S _{NOX}	S _{PO4}	C _P
[m ³ ·d ⁻¹], [kg·d ⁻¹], [mg·L ⁻¹]									
kommunaler Anteil									
ZVK aT	5.944	2.044	761	642	210,5	142,9	4,9	18,4	26,1
Konz.		344	128	108	35,4	24,0	0,8	3,1	4,4
AVK aT		1.683	689	599	222,0	147,1	8,3	18,1	26,4
Konz.		283	116	101	37,4	24,8	1,4	3,1	4,4
ZVK TW	4.150	1.926	858	557	227,0	158,7	1,3	18,5	28,4
Konz.		464	207	134	54,7	38,2	0,3	4,5	6,8
AVK TW		1.605	858	557	206,8	154,2	2,3	18,7	25,8
Konz.		387	207	134	49,8	37,2	5,5	4,5	6,2
EigKo	6.048	2.181	1.445	600	312	237	10		30
Konz.		361	239	99	51,6	39,2	1,7		5,0
Anzahl Daten	1.084	159	146	0	154	95	0		0
Prozesswasser									
Fracht	165	29	10	8	31,3	30,7	1,8	-	0,1
Konz.		176	61	49	190	186	10,9	-	0,7

EigKo: Datenauswertung der Eigenkontrolle

Alle Datensätze werden später zur Bemessung herangezogen werden. Zusätzlich wurden die seit der Inbetriebnahme (Mitte 1999) angefallenen Daten aus dem Betriebstagebuch ausgewertet und die 85-Perzentilwerte aller Tage an der Probenahmestelle *Zulauf zur Biologie* (die es in der 1999 gültigen hessischen EKVO noch gab) zum Vergleich (Zeile *EigKo*) in die Tabelle 12 aufgenommen. Der Parameter X_{TS} war dabei abzuschätzen, da dieser Parameter gemäß Eigenkontrollverordnung im Zulauf zur Gesamtanlage oder zur Belebung nicht gemessen zu werden braucht. Angesetzt wurde bei Berücksichtigung der Messphasendaten ein spezifischer X_{TS}-Anfall von 30 g·E⁻¹·d⁻¹. Bei der späteren Bemessung wird dieser letztgenannte Datensatz variiert werden, um den Einfluss auf die Bemessung darzustellen.

Es ist festzustellen, dass alle Auswertungen der kurzzeitigen Messphasen im Parameter C_{BSB} um bis zu 100% und im Parameter S_{anorgN} um bis zu 50% von den Daten des Betriebstagebuches nach unten abweichen, dargestellt in Abbildung 12.

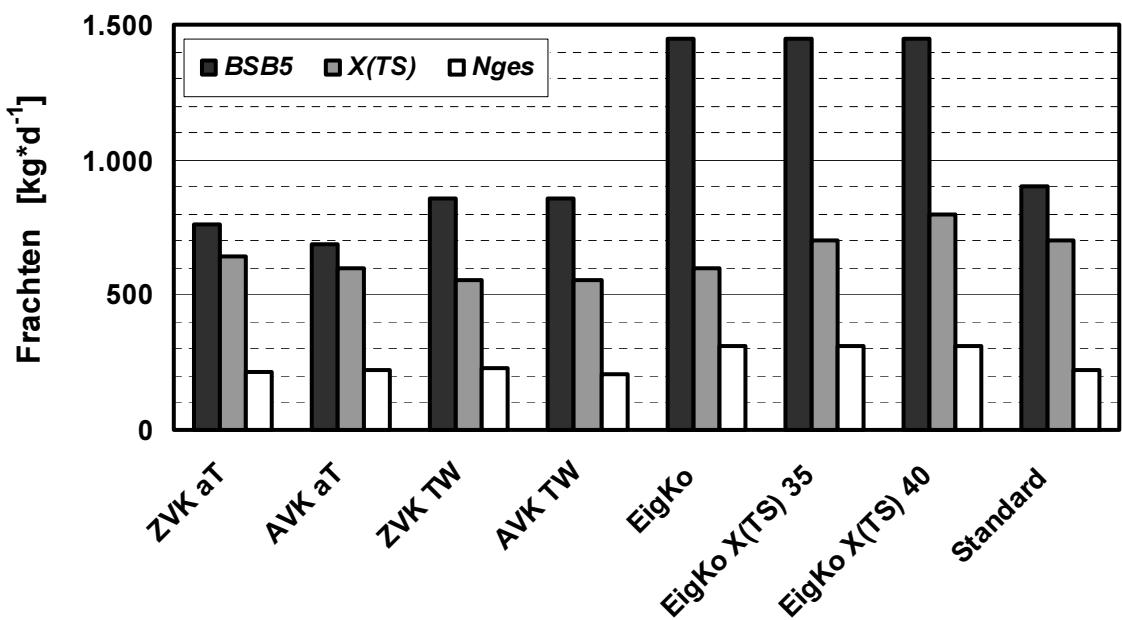


Abbildung 12: Vergleich der Bemessungsdatensätze

Dies ist zum Teil dadurch erklärbar, dass aufgrund der geringen Datendichte nicht der Mittelwert ($1.032 \text{ kgC}_{\text{BSB}} \cdot \text{d}^{-1}$) sondern gemäß der A 131 (ATV-DvWK 2000) der 85-Perzentilwert der Betriebstagebuchdaten zu ermitteln ist. Dies führt jedoch zu unrealistisch hohen Bemessungsfrachten, die mit spezifischen Einwohnerbelastungen im Ablauf der Vorklärung von $72 \text{ gC}_{\text{BSB}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ und $15,6 \text{ gS}_{\text{anorgN}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ einhergehen. Selbst ein Mittelwertansatz ergibt am Ablauf einer Vorklärung mit einer Durchflusszeit t_R von 2 Stunden mit $52 \text{ gC}_{\text{BSB}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ und $11,5 \text{ gS}_{\text{anorgN}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ noch sehr hohe spezifische Frachten. Weiterhin kann vermutet werden, dass die kurzzeitigen Intensivmessphasen nicht zu einem im Sinne der Bemessung maßgeblichen Zeitpunkt stattgefunden haben.

Resümierend ist zu konstatieren, dass sowohl die Auswerteergebnisse der Messphasen als auch des Betriebstagebuchs keine belastbaren Erkenntnisse über die realen Zulaufverhältnisse der Kläranlage Burgsolms vermitteln. Die Auswerteergebnisse des Betriebstagebuchs belegen, dass bezüglich der im Zulauf zur Anlage oder im Zulauf zur Biologie verlangten Datendichte (wöchentliche Messungen) die Eigenkontrolle hinsichtlich der Charakterisierung des Abwassers ihr Ziel verfehlt.

5.4 Anlagenkonzeption

Da mit der Versuchsanlage nicht nur das Verhalten des Belebtschlammes, sondern auch die Eignung verschiedener Verfahren zur weitergehenden Stickstoffelimination untersucht werden sollten, wurde eine zweistraßige Versuchsanlage

nach den Verfahrensweisen einer vorgeschalteten Denitrifikation und einer Kaskadendenitrifikation betrieben. Die Kaskadendenitrifikation wird heutzutage präferiert und auf vielen kommunalen Kläranlagen eingesetzt, da sie gegenüber der vorgeschalteten Denitrifikation mehrere Vorteile bietet. Zum einen ist eine Rezirkulationsleitung nicht zwingend erforderlich. Außerdem ergibt sich aufgrund der Zulaufaufteilung ein Trockensubstanzgradient, was zu einer Entlastung des Nachklärbeckens und zu einer geringeren erforderlichen Größe für das Belebungsbecken führen kann.

Nicht betrachtet wurden die biologische oder chemische Phosphorelimination und die Trennleistung der Nachklärung.

Die Beckengrößen, Fördermengen und das Fließschema der vorgeschalteten Denitrifikation sind in Tabelle 13 und Abbildung 13 dargestellt.

Tabelle 13: Beckengrößen und Fördermengen der Versuchsanlagen (Burgsolms)

		Anlage A (vorgeschaltete Denitrifikation)	Anlage B (Kaskaden- denitrifikation)
Bezeichnung		vorDN	KasDN
V_N	L	120	2 x 60
V_N	L	80	2 x 40
V_{BB}	L	200	200
Q_d	$L \cdot d^{-1}$	240	2 x 120
Q_{RS}	$\% Q_d$	100	100
Q_{RZ}	$\% Q_d$	200	-

Die Versuchsanlagen wurden mit vorgeklärtem Abwasser der Großanlage beschickt, so dass die Abwasserzusammensetzung im Zulauf der Versuchsanlagen repräsentativ für den späteren großtechnischen Betrieb war.

Prinzipiell kann der Betrieb der Versuchsanlage daher als stationär bezeichnet werden. Die Anlagen wurden mit einem konstant eingestellten Zufluss beschickt. Der Zulauf der Versuchsanlagen wurde, bevor er in die Belebungsbecken gelangte, über Tagesausgleichsbehälter geführt. Dadurch wurde im Zulauf zu den Versuchsanlagen eine stark gedämpfte Ganglinie erzeugt, die es möglich machte, die Stoffumsetzungen der Anlagen ausschließlich mittels Stichproben aber dennoch repräsentativ zu erfassen. Die für die Kalibrierung des Simulationsmodells erforderliche Dynamik wurde durch die Einstellung verschiedener Betriebsphasen erreicht.

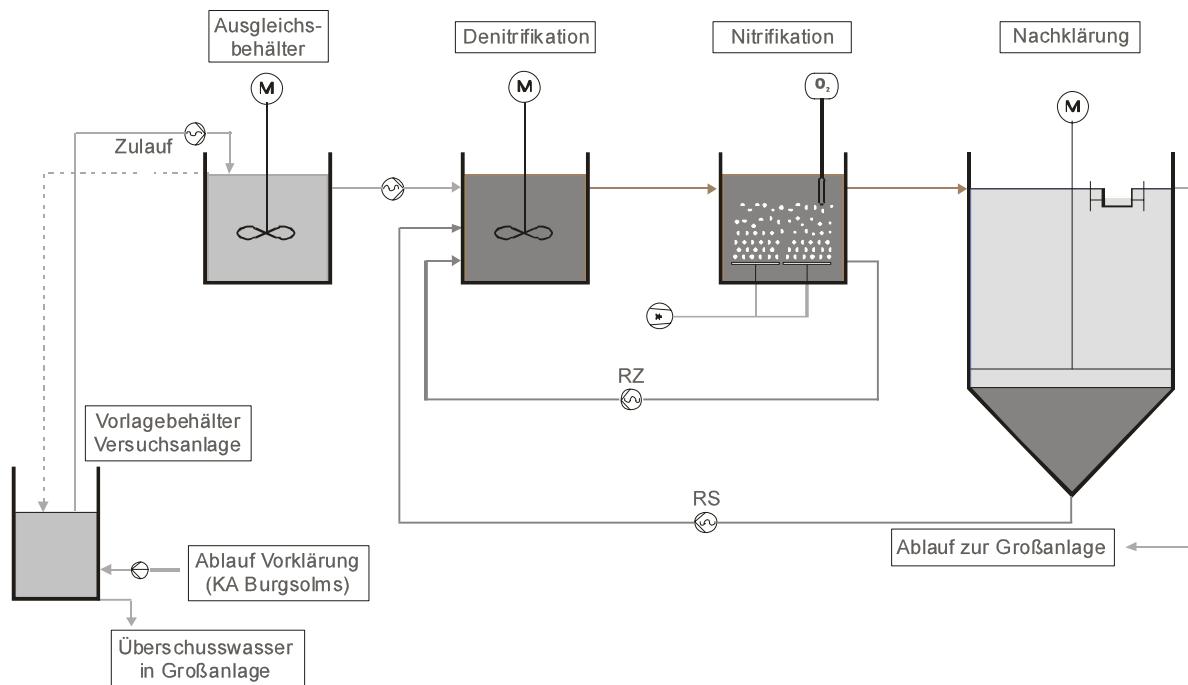


Abbildung 13: Fließschema der vorgeschalteten Denitrifikation (Versuchsanlage Burgsolms)

Für die Belüftung der Nitrifikationsbecken wurden Lamellenverdichter und Membrantellerbelüfter verwendet. Der Sauerstoffgehalt in den Becken wurde über eine 1-Punkt-Regelung eingestellt (kontinuierliche Sauerstoffmessung; Abspernung der Belüftungsleitungen durch Magnetventile), was zu einer um den eingesetzten Grenzwert schwankenden Sauerstoffkonzentration führte, die jedoch einen Wert von $2 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ nicht unterschritt und im Mittel bei $3,5 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ lag.

5.5 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm gliederte sich in fünf Betriebsphasen, die verschiedene zu erwartende Lastfälle darstellten (Tabelle 14). Neben dem Normalbetrieb (Betriebsphase „Standard“) wurden drei weitere Betriebsvarianten eingestellt. In der 2. Betriebphase wurde die Temperatur in der Belebung auf 12°C verringert. Eine weitere Verringerung auf den für die Bemessung kritischen Wert von 10°C konnte nicht erreicht werden. Allerdings liegen die Temperaturdaten aller Betriebsphasen in einem Spektrum zwischen $16,5^\circ\text{C}$ und 12°C , was für den großtechnischen Betrieb durchaus typisch ist. In einer weiteren Betriebsphase (Betriebsphase „Trübwasser“) wurde aus dem Trübwasserspeicher der Großanlage entnommenes Trübwasser zusätzlich in den Zulauf der Versuchsanlagen dosiert, um hinsichtlich des Stickstoffabbaus die kritischen Grenzen des Belebtschlammes zu untersuchen. Die letzte Betriebsphase (Betriebsphase „Zulauf erhöhung“) bestand in einer Erhöhung des Zuflusses von $10 \text{ L} \cdot \text{h}^{-1}$ auf $15 \text{ L} \cdot \text{h}^{-1}$. Die Volumen-

ströme für den Rücklaufschlamm und die Rezirkulation wurden ebenfalls entsprechend angehoben, so dass diese Betriebsphase eine Volumenreduktion des Belebungsbeckens um 33% (in Bezug auf den Abwasserzufluss) darstellt. Gleichzeitig traten in diesem Zeitraum mehrere starke Regenereignisse mit entsprechender Verdünnung des zulaufenden Abwassers ein.

Tabelle 14: Betriebsphasen des Versuchsanlagenbetriebes (*Burgsolms*)

Nr.	Bezeichnung	Zeitraum	Beschreibung
0	Einfahrbetrieb	10.11. bis 23.11.97	Betrieb bis TS_{BB} = konstant
1	Standard	24.11. bis 30.11.97	Normalbetrieb
2	Temperatur	01.12. bis 05.12.97	Temperaturreduzierung auf 12°C
3	Trübwasser	05.12. bis 09.12.97	Zusätzliche Trübwasserdosierung
4	Zulauf erhöhung	10.12. bis 16.12.97	Zuflusserhöhung um 50%

5.6 Analytik und Messprogramm

Die Beprobung der Versuchsanlagen konnte aufgrund der Vorschaltung von Tagesausgleichsbehältern auf Stichproben beschränkt werden. Zusätzlich wurden am Ablauf der Vorklärung 24-Std.-Mischproben bestimmt (parallel zu den wöchentlichen Stichproben). Damit konnten durch Vergleich mit den Stichproben im Zulauf der Versuchsanlagen unerwünschte Stoffumsetzungen in den Tagesausgleichsbehältern überprüft werden. Sämtliche Proben wurden nach DEV-Methodik analysiert. Folgende Vorgehensweise wurde bei der Stichprobenahme gewählt (Tabelle 15 zeigt das Messprogramm):

- ⇒ Tägliche Stichproben (2x täglich), die der Betriebsüberwachung und Funktionskontrolle der Anlage vor Ort dienten.
- ⇒ Wöchentliche Stichproben (2x wöchentlich); diese Proben stellten aufgrund der höheren Bestimmungsgenauigkeit die eigentliche Grundlage für die Auswertung des Versuchsanlagenbetriebes dar und umfassten daher wesentlich mehr Parameter als die vor Ort bestimmten Proben.

Die Analyse der verschiedenen Abwasserparameter erfolgte anhand der gültigen DIN- bzw. EN-Vorschriften (siehe Tabelle 16). Trockensubstanzgehalt (TS) des Abwasser-Belebtschlamm-Gemisches wird in der genannten Tabelle auch als Trockenrückstand (TR) bezeichnet. Nach DIN 38414 (Teil 2) existieren für diese beiden Parameter unterschiedliche Bestimmungsmethoden, jedoch soll hier, wie in der Praxis üblich, der Trockensubstanzgehalt mit dem Trockenrückstand gleichgesetzt werden.

Tabelle 15: Messprogramm (Burgsolms)

	C_{CSB}	C_{BSB}	X_{TS} TS_{BB}	C_{TKN}	S_{NH4}	S_{NOX}	S_{PO4}	C_P
AVK	24	24	24	24	24	24	24	24
vorDN								
Zulauf	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/d)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)
DN	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
N	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
RS	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
Ablauf	StP(2/w)		StP(2/w)		StP(2/d)	StP(2/d)	StP(2/w)	StP(2/w)
KasDN								
Zulauf	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/d)	StP(2/w)	StP(2/w)	StP(2/w)
DN1	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
N1	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
DN2	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
N2	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
RS	StP(2/w)		StP(2/d)		StP(2/w)	StP(2/w)		
Ablauf	StP(2/w)		StP(2/w)		StP(2/d)	StP(2/d)	StP(2/w)	StP(2/w)

24: mengenproportionale 24-Std.-Mischprobe aus 12 2-Std.-Mischproben
(2 pro Woche)
StP (): Stichprobe (Häufigkeit)

Tabelle 16: Analysevorschriften

	Vorschrift	Einheit	Bestimmungsgrenze
CSB	DIN 38409T41/H41	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	5
BSB₅	EN 1899/H51	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	1
AFS	EN 872/H33	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	1
TN_B	ENV 12260/H34	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	1
NH₄-N	DIN 38406T5/E5	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	0,02
NO₃-N	EN 13395/D28	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	0,2
NO₂-N	EN 13395/D28	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	0,03
PO₄-P/P_{ges}	EN 1189/D11	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	0,03
P_{BIOMASSE}	DIN 38414T12/S12	$\text{mg} \cdot \text{g TS}^{-1}$	5
TKN_{BIOMASSE}	EN 25663/H11	$\text{mg} \cdot \text{g TS}^{-1}$	3
X_{orgTS,BIOMASSE}	DIN 38414T2/S3	%TR	
TS_{BIOMASSE}	DIN 38414T2/S2	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	
pH	DIN 38405T5/C5	---	
O₂	EN 25814/G22	$\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$	

5.7 Versuchsergebnisse und Betriebsparameter

5.7.1 Kohlenstoff- und Stickstoffelimination

Das für die Stickstoffelimination maßgebende mittlere C_{TKN}/C_{BSB} -Zulaufverhältnis betrug 0,3, das gemittelte Zulaufverhältnis X_{TS}/C_{BSB} ergab sich zu 0,8.

Die C_{BSB} - und C_{TKN} -Konzentrationen, die in wesentlich geringerer Anzahl bestimmt wurden, wurden anhand des jeweiligen Verhältnisses zu C_{CSB} bzw. S_{NH4} berechnet. Die C_{CSB}/C_{BSB} - und C_{TKN}/S_{NH4} -Verhältnisse des Burgsolmser Abwassers sind aufgrund der Vielzahl der durchgeföhrten Messungen sehr gut bekannt und sehr stabil. Sie betragen:

$$\Rightarrow C_{CSB}/C_{BSB} = 2,35 \quad \text{und} \quad C_{TKN}/S_{NH4} = 1,35.$$

Es folgen in Tabelle 17 die mittleren Zulauf- und Ablaufkonzentrationen der wichtigsten Schmutzparameter. Die dort aufgeführten Zulaufkonzentrationen zu den beiden Versuchsanlagen sollten theoretisch identisch sein. Die Abweichungen betragen maximal 11% (bei C_{CSB}). Ursache hierfür ist die in manchen Betriebsphasen sehr geringe Datendichte.

Die Betriebsparameter der Versuchsanlage sowie die Schlammbelastungswerte bezüglich der organischen Belastung und der Stickstoffbelastung beinhalten Tabelle 18 und Tabelle 19.

Die starken Schwankungen der Nitratablaufkonzentrationen sind Folge der bewußt extrem eingestellten Betriebszustände (besonders der Zustände mit Trübwasserdosierung und Temperaturverringerung). Die Nitrifikation verläuft in fast allen Betriebsphasen nahezu vollständig, obwohl der Volumenanteil der Nitrifikation am Gesamtbelebungs volumen nur 40% betrug. Lediglich während der Phasen mit Trübwasserzugabe und derjenigen mit Temperaturverringerung ist ein nur geringer Anstieg der Ammoniumablaufkonzentration auf $1 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ bis $2 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ festzustellen. Die geforderten Überwachungswerte für die Stickstoffparameter S_{anorgN} ($18 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) und S_{NH4} ($10 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) wurden in allen Betriebsphasen eingehalten. Gleichermaßen gilt auch für die Einhaltung des C_{CSB} -Überwachungswertes ($90 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$).

Der Leistungsvergleich der beiden Verfahren (vorgeschaltete Denitrifikation und Kaskadendenitrifikation) ist anhand der ermittelten Reinigungsleistungen nicht eindeutig zu entscheiden. Beide Verfahren führen in allen Situationen und bei allen Abwasserparametern zu fast identischen Ergebnissen.

Tabelle 17: mittlere Zu- und Ablaufkonzentrationen in den Betriebsphasen (Burgsolms)

Betriebsphase		Zulauf		Ablauf	
Nr.	Beschreibung	vorDN	KasDN	vorDN	KasDN
C_{CSB} [mg·L ⁻¹]					
1	Standard	378	379	37	34
2	Temperatur	337	358	37	31
3	Trübwasser	407	372	39	45
4	Zulauf erhöhung	206	185	22	22
X_{TS} [mg·L ⁻¹]					
1	Standard	106	100	21	10
2	Temperatur	117	136	10	5
3	Trübwasser	132	106	14	22
4	Zulauf erhöhung	97	60	9	3
S_{NH_4} [mg·L ⁻¹]					
1	Standard	43,4	43,6	0,4	0,1
2	Temperatur	31,9	32,2	0,3	0,8
3	Trübwasser	45,7	46,3	0,7	1,6
4	Zulauf erhöhung	17,8	17,7	0,1	0,1
S_{NO_3} [mg·L ⁻¹]					
1	Standard	0,6	0,6	10,0	11,1
2	Temperatur	0,6	0,6	7,0	6,7
3	Trübwasser	0,6	0,6	10,5	11,5
4	Zulauf erhöhung	1,1	1,1	4,2	4,6

Tabelle 18: Betriebsparameter in den Betriebsphasen (Burgsolms)

Nr.	Beschreibung	Temp		TS _{BB}		t _{TS}	
		vorDN	KasDN	vorDN	KasDN	vorDN	KasDN
1	Standard	16,4	16,3	4,0	3,8	14,3	14,3
2	Temperatur	12,0	11,9	3,5	3,4	16,7	16,7
3	Trübwasser	13,1	13,6	3,4	3,4	16,7	16,7
4	Zulauf erhöhung	14,4	14,1	3,0	2,9	16,7	16,7

Tabelle 19: mittlere Belastungswerte in den Betriebsphasen (Burgsolms)

Nr.	Beschreibung	$B_{TS,CSB}$		$B_{TS,BSB}$		$B_{TS,TKN}$		B_{TS,NH_4}	
		vorDN	KasDN	vorDN	KasDN	vorDN	KasDN	vorDN	KasDN
1	Standard	0,114	0,120	0,049	0,051	0,018	0,019	0,013	0,014
2	Temperatur	0,115	0,125	0,049	0,053	0,015	0,015	0,011	0,011
3	Trübwasser	0,143	0,132	0,061	0,056	0,022	0,022	0,016	0,016
4	Zulauf erhöhung	0,122	0,115	0,052	0,049	0,014	0,015	0,011	0,011

5.7.2 Schlammindex

Ein entscheidender Faktor für die Nachklärbeckenbemessung ist der zu erwartende Schlammvolumenindex (ISV) des Belebtschlammes. Die in der Vergangenheit in der KA Burgsolms regelmäßig beobachteten sehr hohen Schlammindizes würden bei Berücksichtigung in einem Bemessungsansatz zu einer erheblichen Vergrößerung des erforderlichen Nachklärbeckenvolumens führen. Als Ursache für die hohen ISV-Werte wurde die ungesteuert ablaufende Denitrifikation in den Sommermonaten vermutet. Diese Annahme bestätigt sich durch den Einsatz der Versuchsanlagen. Durch die Änderung des Verfahrens hin zu einer gezielten Nitritifikation und Denitrifikation zeigte der aus der KA Burgsolms stammende Belebtschlamm nach Beendigung der Einfahrphase sehr gute und stabile Schlammindizes zwischen $70 \text{ L} \cdot \text{kg}^{-1}$ und $110 \text{ L} \cdot \text{kg}^{-1}$.

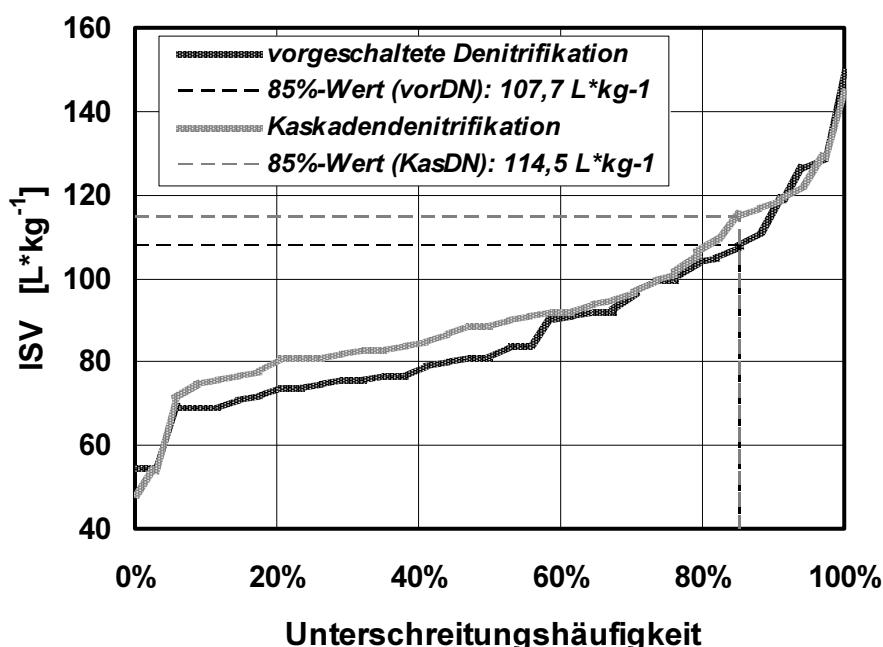


Abbildung 14: Schlammindex im Versuchsanlagenbetrieb (Burgsolms)

Dieses Ergebnis des Versuchsanlagenbetriebes wurde bei der Bemessung des Nachklärbeckens berücksichtigt. Die nach Literaturangaben zu erwartende Verbesserung des Schlammindex in der Kaskadendenitrifikation im Vergleich zur vorgeschalteten Denitrifikation trat nicht ein (siehe Abbildung 14).

5.8 Modellkalibrierung bei der dynamischen Simulation

Die Kalibrierung umfasst die Variation der modellspezifischen Zulaufparameter und der biokinetischen Parameter des Modells. In Voruntersuchungen wurden eine Vielzahl von Parametern in großen Bereichen variiert, um eine Eingrenzung der

für den Belebtschlamm sensitiven Modellparameter zu erreichen (LIEBESKIND 1999). Ziel der Kalibrierung ist eine weitgehende Annäherung des Simulationsergebnisses an die Ablaufparameter und Betriebsparameter (z.B. TS_{BB} , Überschussschlammementnahme) aus den vorstehenden Tabellen für die genannten vier Betriebsphasen zu erzielen.

Aufgrund eigener Voruntersuchungen wurde dabei die Berechnung der organisch gebundenen Stickstoffparameter S_{ND} (gelöst) und X_{ND} (partikulär) nach BORNEMANN et al. (1998) verändert, indem letztere direkt mittels eines variablen Faktors aus den Parametern S_s und X_s abgeleitet werden. Diese beiden Faktoren verhalten sich hinsichtlich der Stickstoffelimination sehr sensitiv (LIEBESKIND 1999).

Weiterhin ergaben die Voruntersuchungen zur Kalibrierung eine besondere Sensitivität der kinetischen Parameter der Halbwertkonstanten (K_{NH}) und der Wachstumsrate der autotrophen Organismen (μ_A). Insgesamt wurden letztlich 2 Fraktionierungsparameter und zwei biokinetische Kalibrierungsparameter für die endgültige Feinkalibrierung bezüglich der Standardansätze (BORNEMANN et al. 1998) angepasst:

- ⇒ S_{ND}, X_{ND}
- ⇒ μ_A, K_{NH}

Da es sich prinzipiell um einen stationären Versuchsanlagenbetrieb handelte, wurden bei der Modellkalibrierung keine Ablaufganglinien miteinander verglichen, sondern die Mittelwerte der in den einzelnen Betriebsphasen gemessenen Ablaufkonzentrationen (siehe Tabelle 17), die als repräsentativ für die jeweilige Betriebsphase gelten.

Die nachfolgende Ergebnisdarstellung in der Abbildung 15 und Abbildung 16 bezieht sich nur noch auf die zwischenzeitlich großtechnisch umgesetzte Variante der vorgeschalteten Denitrifikation. Dargestellt ist nachfolgend der Abgleich zwischen gemessenen und simulierten CSB- und Stickstoffablaufkonzentrationen und dem Betriebsparameter TS_{BB} .

Bereits während des Versuchsanlagenbetriebes fiel die gute Nitrifikationsleistung auf. Um das reale Verhalten der Anlagen in der Simulation wiederzugeben, mussten die kinetischen Modellparameter für die Nitrifikation gegenüber den standardmäßig angesetzten Werten verändert werden (d.h. Erhöhung der Wachstumsrate der autotrophen Organismen und Verringerung der Michaelis-Menten-Konstante für die Nitrifikation). Erst nach einer Erhöhung der Wachstumsrate der Nitrifikanten μ_A um 10% und einer wesentlichen Verringerung der Michaelis-Menten-Konstante K_{NH} von 0,5 auf 0,1 konnten die Ammoniumkonzentrationen in der Simulation auf Werte reduziert werden, die die in den verschiedenen Betriebsphasen gemessenen Werte am zutreffendsten abbilden. In Tabelle 20 sind die ausgehend vom Standardansatz geänderten Parameter zusammengefaßt. Diese bilden die Grundlage für die späteren Simulationsläufe zur Überprüfung der Neubemessung.

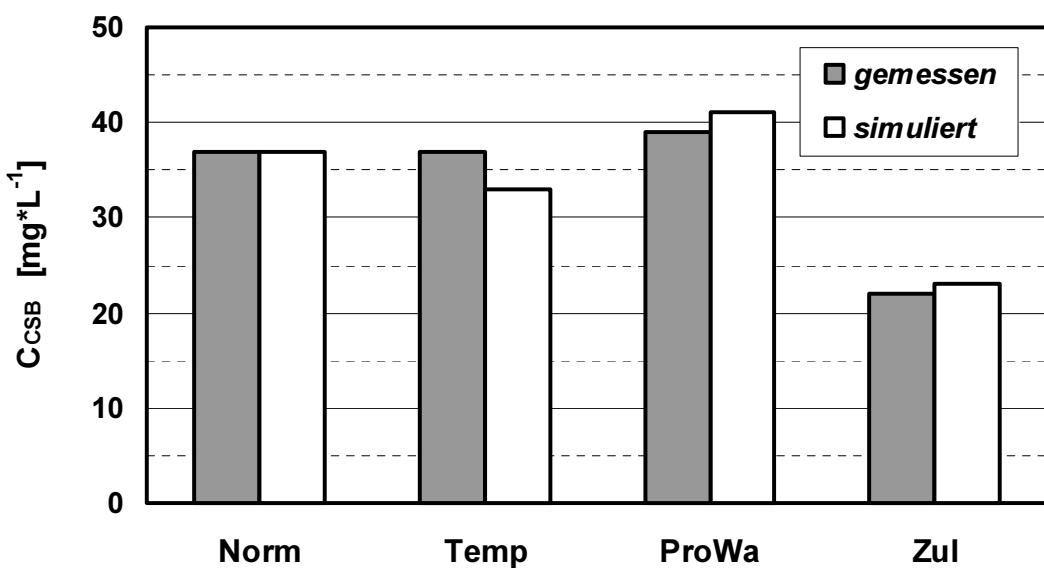


Abbildung 15: Darstellung gemessener und simulierter C_{CSB} -Konzentrationen

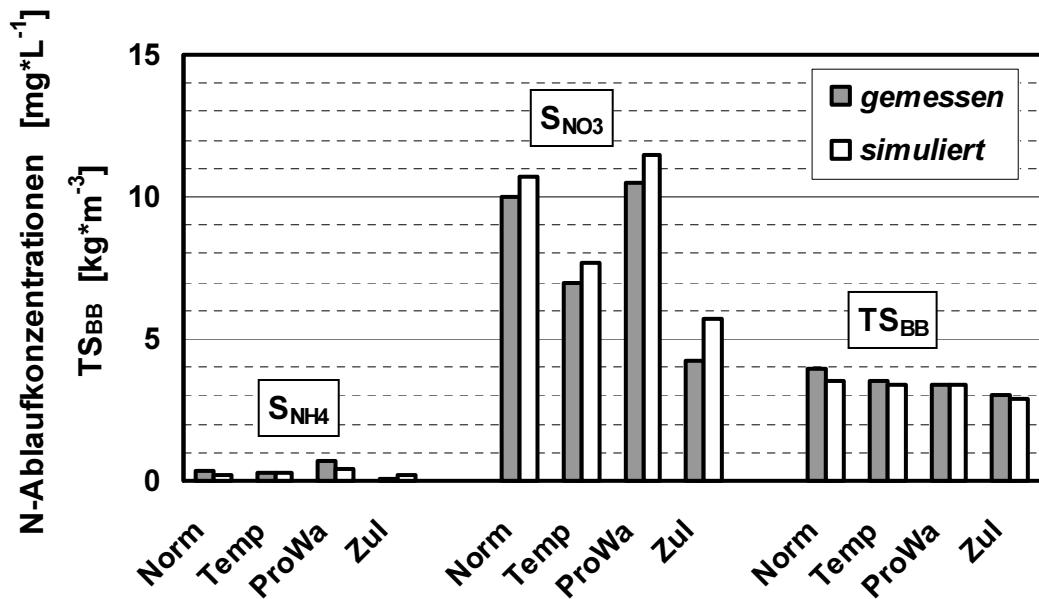


Abbildung 16: Darstellung gemessener und simulierter Stickstoff-Ablauffkonzentrationen und des Trockensubstanzgehaltes in der Belebung

Tabelle 20: kalibrierte Parameter (Burgsolms)

Parameter			Ansatz
S_{ND}	Biologisch abbaubarer, gelöster, organisch geb. Stickstoff	[gN·m⁻³]	$0.015 \cdot S_S$
X_{ND}	Biologisch abbaubarer, partikulärer, organisch geb. Stickstoff	[gN·m⁻³]	$0.020 \cdot X_S$
$\mu_{A,max}$	Wachstumsgeschwindigkeit autotropher Biomasse	[d⁻¹]	$1.0 \cdot \exp(-0.098 \cdot (20-T))$
K_{NH}	Halbwertskoeffizient für die Ammoniumaufnahme	[gNH₄-N·m⁻³]	$0.1 \cdot \exp(-0.069 \cdot (20-T))$

5.9 Bemessung

5.9.1 Nachklärung

5.9.1.1 Erläuterungen zur Bemessung

Für die Kläranlage Burgsolms wurden zwei Varianten untersucht:

- ⌚ Nachrechnung der vorhandenen Nachklärung
 - im Hinblick auf erforderliche Ertüchtigungsmaßnahmen und eine Weiternutzung für den Ausbauzustand.
- ⌚ Bemessung der Nachklärung als komplettes Neubauvolumen
 - Dabei wurden die Möglichkeiten unterschieden, das Neubauvolumen in ein oder zwei Nachklärbecken zu realisieren, um das Kläranlagengelände nicht erweitern zu müssen. Diese Variante wurde jedoch verworfen und wird deswegen nicht weiter dargestellt.

Die Bemessung einer Nachklärung erfolgt grundsätzlich für den Regenwetterfall, um auch unter diesen Verhältnissen keinen Schlammabtrieb in den Ablauf der Kläranlage zu gewährleisten. Der maximale Mischwasserzufluss Q_m beträgt $230 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$ ($= 828 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$).

Der Schlammvolumenindex ISV wurde für die nachfolgenden Berechnungen auf der Grundlage der Versuchsanlagenergebnisse gewählt. Wie im Kapitel 5.7.2 bereits dargelegt, hatte sich der ISV im Versuchsbetrieb aufgrund der gezielten Denitrifikation erwartungsgemäß günstiger als im bisherigen großtechnischen Betrieb eingestellt. Er wurde für die Nachrechnung mit $110 \text{ L} \cdot \text{kg}^{-1}$ angesetzt, was bezüglich der Abbildung 14 als vorsichtig anzusehen ist.

Im Grundsatz sind die Ergebnisse einer Nachklärbeckenbemessung oder -nachrechnung neben dem ISV nur von dem Rücklaufverhältnis bei Regenwetter RV_{RW} und der Eindickzeit t_E abhängig. Sie wurden – den Empfehlungen des A 131 (Atv-Dvwk 2000) folgend – mit $RV_{RW} = 0,75$ und $t_E = 2,0 \text{ h}$ auf die jeweiligen Maximalwerte festgesetzt. Daraus errechnet sich ein Trockensubstanzgehalt für die Belebungsstufe TS_{BB} von ca. $3,50 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$.

Als weiterer Eingangsparameter ist darüber hinaus die Schlammvolumenbeschickung q_{sv} (in vorgegebenen Grenzen: $q_{sv} \leq 450 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ für horizontal durchströmte Nachklärbecken) zu variieren, wodurch die Beckengeometrie (Beckenoberfläche und -tiefe) beeinflusst wird.

Es wird in diesem Kontext darauf hingewiesen, dass sich die Nachklärbeckenbemessung im A 131 (Atv-Dvwk 2000) gegenüber der Vorgängerversion nicht grundlegend, sondern lediglich in zwei Detailaspekten (maximale Schlammvolumenbeschickung und Höhe der Eindickzone) geändert hat.

5.9.1.2 vorhandenes Nachklärbecken

Der Nachweis bestehender Nachklärbecken erfolgt analog zur Bemessung neuer Becken. Hierzu ist die Schlammvolumenbeschickung so zu wählen, dass die rechnerische Tiefe mit der tatsächlich vorhandenen Tiefe übereinstimmt. Für diese Schlammvolumenbeschickung ist anschließend die Beckenoberfläche nachzuweisen.

Für die in Burgsolms vorhandene Nachklärung ($\varnothing 34\text{ m}$) ist anzumerken, dass die Beckentiefe nicht den Anforderungen des A 131 entsprach, sondern am Beckenrand (vorhanden waren 2,00 m gegenüber den geforderten 2,50 m), am Übergang zum Absetztrichter (vorhanden waren 3,00 m gegenüber den geforderten 4,00 m) und auf $\frac{2}{3}$ des Fließweges (vorhanden waren 2,30 m gegenüber den geforderten 3,00 m) wesentlich zu flach war. Andererseits wies das Becken baulich einen Freibord (Höhendifferenz zwischen Beckenkorone und maximalem Wasserspiegel in der Nachklärung) von 1,45 m auf, der für die anstehenden Ertüchtigungsmaßnahmen als Reserve genutzt werden konnte.

Die Nachrechnung für das vorhandene Nachklärbecken ergibt unter den o.g. Ansätzen und Randbedingungen erwartungsgemäß eine Unterdimensionierung. Bei Ansatz einer Schlammvolumenbeschickung von $q_{sv} = 347 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ stimmten die erforderliche und die vorhandene Beckenoberfläche überein, die Beckentiefen am Beckenrand, am Übergang zum Absetztrichter und auf $\frac{2}{3}$ des Fließweges erhöhten sich um 1,12 m (bei einer Berechnung nach der A 131 (Atv-Dvwk 2000) um 1,04 m).

Dieses Maß war kleiner als der vorhandene Freibord von 1,45 m, so dass bei geeigneten Maßnahmen zur Erhöhung des Wasserspiegels im Nachklärbecken und Berücksichtigung des erhöhten Wasserspiegels im hydraulischen Längsschnitt der zukünftigen Kläranlage das vorhandene Nachklärbecken mit einem Freibord von 33 cm (bei einer Berechnung nach der A 131 (Atv-Dvwk 2000) von 41 cm) weiter genutzt werden kann. Gemäß DIN 19552 sind Freibordmaße von $\geq 40\text{ cm}$ gefordert. Nach einer derartigen Erhöhung der Beckentiefe werden alle beckengeometrischen Vorgaben des A 131 eingehalten. Das Volumen des Nachklärbeckens beträgt 3.250 m^3 . Das erforderliche Nachklärvolumen im Ausbauzustand war somit allein durch Ertüchtigung des vorhandenen Beckens ohne jegliche Neubaumaßnahme ressourcenschonend (ohne Platzverbrauch) zu realisieren.

Die folgende Abbildung 17 zeigt das ertüchtigte Nachklärbecken im Kombibecken (Innenkreis) und den angrenzenden Retentionsraum der *Lahn* nach anhaltendem Regenwetter. Die Abbildung veranschaulicht einerseits, wie dringend erforderlich diese Retentionsmöglichkeiten im Bereich der Kläranlage Burgsolms benötigt werden und andererseits den baulichen (und somit kostenmäßigen) Aufwand, mit dem ein Nachklärbeckenneubau im Retentionsraum verbunden gewesen wäre.



Abbildung 17: *ertüchtigtes Nachklärbecken der Kläranlage Burgsolms
(im Hintergrund: Retentionsraum der Lahn bei Hochwasser)*

5.9.2 Belebung

5.9.2.1 Stationäre Bemessung (A 131 und HSG-Ansatz)

Als Bemessungsrichtlinie für einstufige Belebungsanlagen gilt in Deutschland seit Mai 2000 die Neufassung der A 131 (Atv-Dvwk 2000). Daneben ist der Bemessungsansatz einer Hochschularbeitsgruppe (HSG-Ansatz, BÖHNKE et al. 1989, Hsg/DOHMANN 1993) das am häufigsten angewendete Bemessungsverfahren zur Stickstoffelimination für kommunale Kläranlagen in Deutschland. Der HSG-Ansatz verwendet zur Beschreibung des organischen Substrates wie auch das Arbeitsblatt-A 131 den Summenparameter BSB_5 .

Beide Verfahren werden hier für die Auslegung der Kläranlage Burgsolms vergleichend herangezogen. Die Berechnungen erfolgen unter Verwendung des EDV-Programms DENIKAplus (IsAH/EAU 2002), das vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover (IsAH) und von der Entwicklungsgesellschaft für angewandten Umweltschutz (EAU) für die Berechnung und Optimierung von biologischen Abwasserreinigungsanlagen entwickelt worden ist.

Für die Berechnungen der Belebungsvolumina wurden auf der Grundlage des gültigen Erlaubnis- bzw. Änderungsbescheides folgende mittlere Ablaufkonzentrationen für Ammonium- (S_{NH4}) und Nitratstickstoff (S_{NO3}) angesetzt:

- ⇒ S_{NH4} : $2 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (Überwachungswert: $10 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$)
- ⇒ S_{NO3} : $11 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (kein Überwachungsparameter)
- ⇒ S_{anorgN} : $13 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (Überwachungswert: $18 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$)

Die Bemessungsziele beinhalten ein gewisses Maß an Reserve, da die Bemessungen nicht direkt auf die Überwachungswerte hin erfolgen. Begründet ist dies dadurch, dass die Bemessung auf eine Ablaufqualität im Dauerbetrieb hin erfolgt, so dass auch in Extremsituationen die Überwachungswerte nicht überschritten werden.

Es sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass den stationären Bemessungen eine Durchflußzeit t_R in der Vorklärung von ca. 1 Stunde bei Trockenwetter zu Grunde gelegt wurde. Der Trockensubstanzgehalt TS_{BB} wurde aufgrund der Nachklärbeckenleistung mit $3,50 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ angesetzt. Die Bemessungstemperatur betrug 10°C .

Die Bemessung wurde nach beiden Ansätzen für die in Kap. 5.3.5 entwickelten fünf Bemessungsdatensätze durchgeführt. Die sich ergebenden Belebungsvolumina und das in der nachfolgenden dynamischen Prognoserechnung angesetzte und zwischenzeitlich realisierte Beckenvolumen sind in Abbildung 18 vergleichend dargestellt.

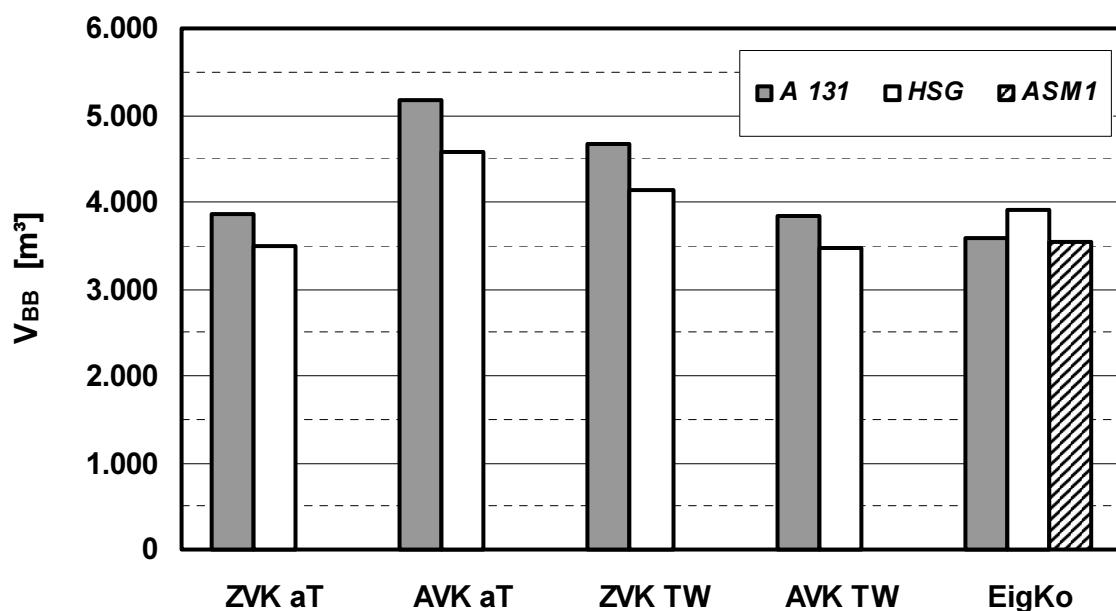


Abbildung 18: Ergebnisse der Belebungsbeckenbemessung (Burgsolms)

Das realisierte Belebungsvolumen von 3.550 m³ weist nach dieser stationären Bemessung gegenüber dem IST-Zustand keinerlei Reserve auf. Dies ergibt sich aus der Betrachtung der Ergebnisse mit den Daten aus der Eigenkontrolle (Eig-Ko). Die Qualität und Verwendbarkeit dieser Daten wurde bereits in 5.3.5 kommentiert bzw. in Frage gestellt.

Bei Zugrundelegung aller anderen Bemessungen, die auf unterschiedlichen Auswertungen der Kurzzeitmessphasen beruhen, wäre ebenfalls entweder keine Reserve mehr vorhanden oder aber die Überwachungswerte wären schon in der Vergangenheit mehrfach überschritten worden (was definitiv nicht der Fall ist).

Da gemäß EKVO nicht alle für die Bemessung erforderlichen Parameter erhoben werden und deswegen der Parameter X_{TS} abgeschätzt werden muss, zeigt Abbildung 19 eine Variationsbetrachtung. Der erste Balkenblock entspricht dem Datensatz *EigKo* aus Abbildung 18, für den ein spezifischer X_{TS} -Anfall von 30 g·E⁻¹·d⁻¹, wie er sich aus den Bemessungslastfällen errechnet (Tabelle 12), angesetzt worden war. Im Weiteren sollten die Auswirkungen einer Erhöhung auf 35 g·E⁻¹·d⁻¹ (A 198 (ATV-Dvwk E 2002), Tabelle 1) und 40 g·E⁻¹·d⁻¹ und eine gleichzeitige Reduzierung des BSB₅-Anfalls von vorher 72 g·E⁻¹·d⁻¹ auf 45 g·E⁻¹·d⁻¹ (Standardwertansatz nach A 198, Tabelle 1) dargestellt werden. Dies sind jeweils Größenordnungen, die auf Kläranlagen mit vergleichbaren Einzugsgebieten und einer Durchflußzeit t_R in der Vorklärung von ca. 1 Stunde bei Trockenwetter durchaus anzutreffen sind und keine Extrembelastungen darstellen. Diesen Zahlen liegt weiterhin die Annahme zu Grunde, dass gegenwärtig 20.000 EW an die Kläranlage angeschlossen sind.

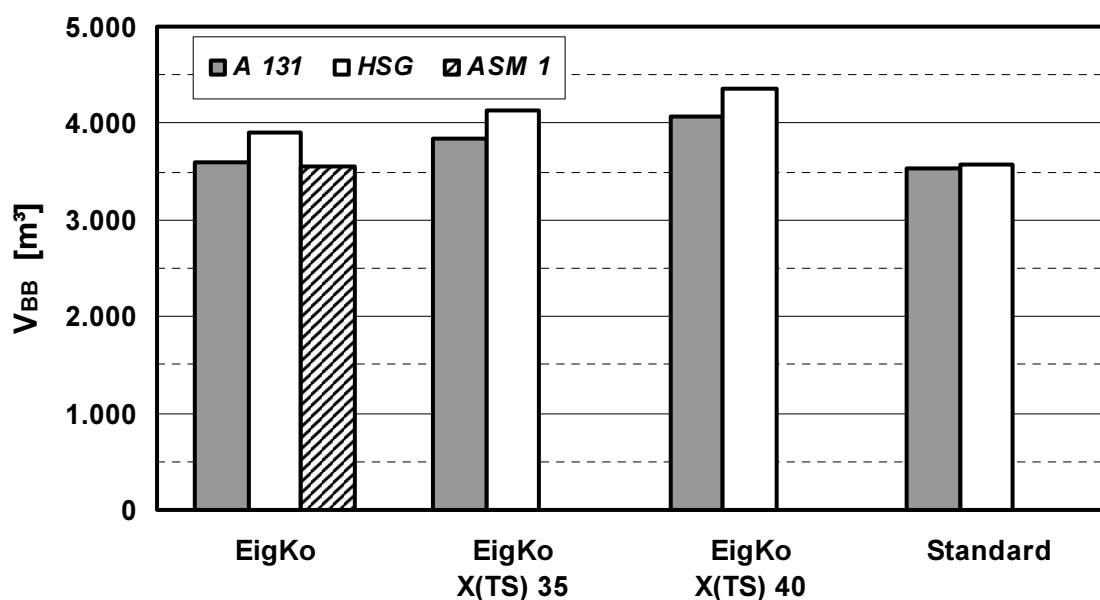


Abbildung 19: Belebungsvolumina bei Variation von X_{TS} und C_{BSB}

Die Abbildung 18 und Abbildung 19 verdeutlichen das Dilemma, auf der Basis von kurzzeitigen Messphasen oder von 85-Perzentilwerten wöchentlich erhobener Messungen, wie im A 198 vorgeschlagen, eine Belebungsbemessung durchzuführen. Dies ist mit der gebotenen Sicherheit nicht möglich. Unter „gebotener Sicherheit“ wird in diesem Kontext das Sicherheitsmaß verstanden, auf das sich die im Einzelfall Projektverantwortlichen nach einer Diskussion der Frage, wer Sicherheitsansprüche formuliert und wie viel Sicherheit prinzipiell und in ausgesuchten Situationen (Technikversagen, Personalversagen, ungewöhnliche Zulaufzustände,...) notwendig ist, verständigt haben.

Das Volumenspektrum, das sich aus den verschiedenen Ansätzen errechnet, liegt zwischen rund 3.500 m^3 und 5.200 m^3 . Dieses Differenzvolumen von ca. 50% veranschaulicht, wie wichtig es ist, die Eingangsgrößen auf einer belastbaren Datengrundlage zu ermitteln. Das Volumen von 5.200 m^3 ergibt sich bei Ansatz des Grundlagendatensatzes AVK aT, wie er nach dem A 131 (ATV-Dvwk 2000a) für die Bemessung der biologischen Stufe anzusetzen wäre. Dies belegt die Unsicherheit bei der Verwendung kurzzeitig erhobener Messergebnisse.

Dass das Ergebnis des Standardansatzes (A 198, Tabelle 1) dem realisierten und seit drei Jahren im sicheren Dauerbetrieb befindlichen Volumen sehr genau entspricht, sollte nicht zu der Annahme führen, allgemeingültigen Literaturdaten den Vorrang einzuräumen. Dies zeigen die späteren Ausführungen zu den Untersuchungen in Edermünde.

Die extremste Abweichung von den Angaben des Standardansatzes stellt letztlich der aus dem Betriebstagebuch abgeleitete Datensatz mit einer spezifischen Belastung hinter der Vorklärung mit $72 \text{ gC}_{\text{BSB}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ und $15,6 \text{ gS}_{\text{anorgN}} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ dar. Dies zusammen mit der in den kurzzeitigen Messphasen erhobenen X_{TS} -Belastung ergibt ein für die Belebungsbemessung sehr günstiges $X_{\text{TS}}/\text{C}_{\text{BSB}}$ -Verhältnis, welches ohne Messaufwand allein aus Erfahrungswerten so nicht anzusetzen gewesen wäre und woraus der im Vergleich geringe Volumenbedarf resultiert.

5.9.2.2 Prognosesimulationen

Ziel der Simulationsläufe war die Überprüfung und Ergänzung der stationären Bemessung. Die Vorklärstufe wurde – anders als in Edermünde (s. Kap. 6.8.2) – nicht in das Simulationsmodell eingebunden. Die folgenden Darstellungen umfassen nur noch Verfahrensvarianten bezüglich des zwischenzeitlich realisierten Belebungsvolumens von 3.550 m^3 .

Die Simulationsläufe wurden mit dem 1998 noch gültigen Grundlagendatensatz am Ablauf Vorklärung für Trockenwettertage (AVK TW) durchgeführt. Weiter wurden Regenereignisse und – bezogen auf die organische Verschmutzung und Stickstoff – Frachterhöhungen und ihre Auswirkungen auf die Ablaufkonzentrationen simuliert. Als Ergebnis dieser verschiedenen Simulationsbetrachtungen wurde ein Volumen von 3.550 m^3 ermittelt und ein Ertüchtigungskonzept für eine vorge-

schaltete Denitrifikation entwickelt (siehe Abbildung 20), welches zwischenzeitlich baulich realisiert und in Betrieb genommen wurde.

Da die Vorgehensweise der Prognosesimulationen analog zur Vorgehensweise für die Kläranlage Edermünde ist und im Kap. 6.9.2.2 ausführlich dargestellt wird, wird an dieser Stelle darauf verzichtet.

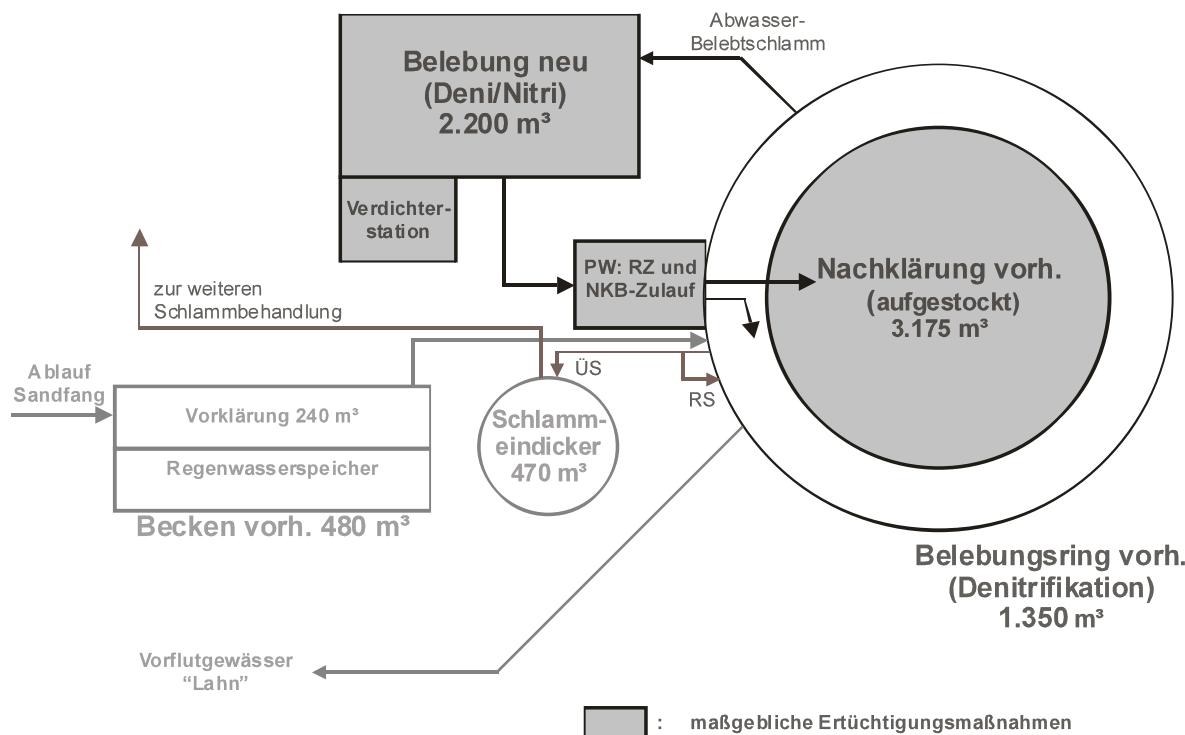


Abbildung 20: Ertüchtigungskonzept der Kläranlage Burgsolms

5.9.3 Modellanwendung im großtechnischen Betrieb

Da auf der Kläranlage Burgsolms mittlerweile Betriebsdaten von $2\frac{1}{2}$ Jahren seit der Inbetriebnahme der ertüchtigten Anlage im August 1999 vorliegen, kann die Frage gestellt werden, ob sich mit dem seinerzeit auf der Basis halbtechnischer Versuche entwickelten und kalibrierten Simulationsmodell die Leistungsfähigkeit und Betriebsparameter der Großanlage abbilden lassen.

Zulauf- und Ablaufdaten der Anlage liegen vor, jedoch in unterschiedlicher Quantität. Während für den Zufluss (Venturimessung) und die überwachungsrelevanten Ablaufkonzentrationen tägliche Messungen (850 Messpunkte als 2-Std.-Mischproben) vorlagen, können für den Zulauf zur biologischen Stufe nur wöchentliche Messungen (150 Messpunkte als Tagesmischproben für die Parameter C_{CSB} , C_{BSB} und S_{anorgN}) berücksichtigt werden. Dass diese Daten überhaupt vorliegen, ist einzig der Eigeninitiative des Kläranlagenpersonals zu verdanken, da Messungen im Zulauf zur Biologie gemäß der hessischen Eigenkontrollverordnung

(HMULF 2000) nicht erforderlich sind. Die genannten drei Parameter werden im gleichen Turnus auch im *Zulauf zur Anlage* zzgl. des Parameters S_{NH4} gemessen.

Um aus diesen (wenigen) Messpunkten eine Zulaufganglinie für die Parameter C_{CSB} und S_{NH4} und in der Folge dann für die verschiedenen für eine dynamische Simulation erforderlichen Stofffraktionen zu generieren, wurde folgendes Vorgehen gewählt:

- ⇒ Ermittlung der C_{CSB} - und S_{NH4} -Frachten,
- ⇒ Sortierung der C_{CSB} - und S_{NH4} -Frachten in Abhängigkeit des zugehörigen Zuflusses in Trockenwetter- und Mischwasserdaten,
- ⇒ Ermittlung der statistischen Mittelwerte für Trockenwetter- und Mischwasserverhältnisse,
- ⇒ Auffüllung fehlender C_{CSB} - und S_{NH4} -Konzentrationen unter Berücksichtigung des zugehörigen Zuflusses (Einordnung in Trockenwetter- oder Mischwasserverhältnisse) auf der Grundlage der ermittelten Mittelwerte für Trockenwetter- und Mischwasserverhältnisse.

Nach dieser Vorgehensweise wurde die Zulaufdatenmenge aufgefüllt. Diese besteht demnach aus 150 Messdaten und ca. 700 generierten Messpunkten. Dies ist bei der Beurteilung des Abgleiches zu berücksichtigen.

Weitere für die dynamische Simulation unverzichtbare Daten sind der Trockensubstanzgehalt und die Reaktortemperatur in der Belebung, die täglich entnommene Menge an Überschussschlamm sowie die täglich zugegebene Menge an Prozesswasser. Diese Werte liegen täglich vor.

Berücksichtigt wurden im Modell die Steuerungsstrategien für den Rücklaufschlamm- und den Rezirkulationsstrom. Der Rücklaufschlamm wird bis zu einem Maximum von $170 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$ analog zum Ablaufstrom gesteuert. Für den Rezirkulationsstrom wird von einem Maximalwert von 400% (entspricht rund $24.000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$) ausgegangen, der jeweils um das Maß des Zuflusses und des Rücklaufschlammstromes reduziert wird.

Die Abbildung 21 und Abbildung 23 zeigen den Abgleich der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen und des Trockensubstanzgehaltes in der Belebungsstufe ab März 2000 nach der Einfahrphase.

Aufgrund der erläuterten Unsicherheit hinsichtlich der realen Zulaufmessdaten ist es nicht sinnvoll, einen Abgleich an den im Modell abgebildeten Extremwerten (Minima und Maxima) zu orientieren.

Betrachtet man die Jahresverläufe 2000 und 2001, so zeigte die Anlage über weite Strecken eine annähernd vollständige Nitrifikation ($< 4 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$). Die S_{anorgN} -Ablaufkonzentrationen schwanken in einem Bereich von ca. $5 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ bis zum Überwachungswert von $18 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$. Diese Konzentrationsbereiche werden im Modell wiedergegeben.

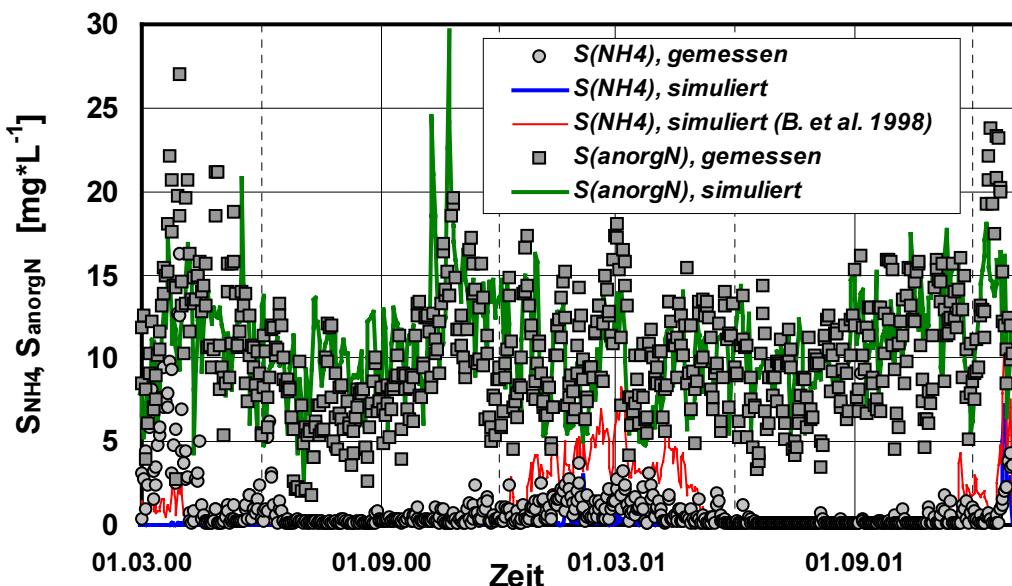


Abbildung 21: Abgleich der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen

Die S_{anorgN} -Ablaufkonzentrationen weisen zudem eine sehr gute Übereinstimmung hinsichtlich der jahreszeitlichen Schwankungen auf. Die Güte der Nitrifikation wird dagegen zu einigen Zeitpunkten überschätzt. Diesbezüglich war bei der Modellkalibrierung in den biokinetischen „Standardparametersatz“ nach BORNEMANN et al. (1998) eingegriffen worden (Erhöhung der Wachstumsrate der Nitrifikanten μ_A um 10% und Verringerung der Michaelis-Menten-Konstanten K_{NH} von 0,5 auf 0,1), um eine Verbesserung der Nitrifikationsleistung zu erreichen.

Zum Vergleich wurde in Abbildung 21 auch der Simulationslauf mit dem unveränderten Parametersatz dargestellt. Dabei zeigt sich, dass diese Parameteranpassung zu einer besseren Übereinstimmung gemessener und simulierter Werte führt. Mit dem Ansatz des unveränderten Parametersatzes (BORNEMANN et al. 1998) wird die Nitrifikationsleistung zu einigen Zeitpunkten deutlich unterschätzt.

Dies wird auch durch Abbildung 22 bestätigt, die einen Vergleich der (täglich) gleitenden Monatsmittelwerte der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen für die Jahre 2000 und 2001 zeigt. Dieser statistische Wert wurde für diesen Vergleichszweck willkürlich gewählt.

Die gemessenen S_{NH4} -Konzentrationen werden in der Simulation durchgehend unterschritten, wobei ab Mitte 2001 eine gute qualitative Übereinstimmung zu registrieren ist. Der Konzentrationsanstieg im Frühjahr 2000 wird nicht abgebildet.

Bei Ansatz der Standardparametrisierung (BORNEMANN et al. 1998) fallen die Zeiträume (November 2000 bis April 2001 und ab Oktober 2001) ansteigender S_{NH4} -Messwerte auf, in denen die Simulationsergebnisse diese Messwerte zeitweise

um ein Maß von 200% übertreffen. Dies kann als Hinweis für eine unterschätzte Nitrifikationsleistung interpretiert werden.

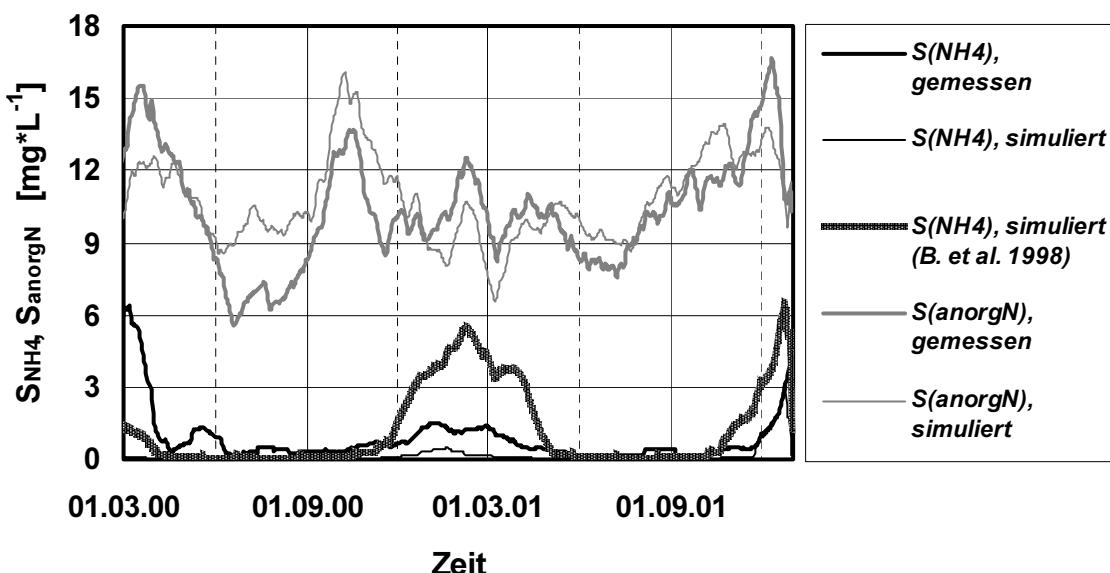


Abbildung 22: Abgleich der gleitenden Monatsmittelwerte der überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen

Es kann geschlussfolgert werden, dass sich der Eingriff in den biokinetischen „Standardparametersatz“ (BORNEMANN et al. 1998), der im Zuge der halbtechnischen Modellkalibrierung erforderlich wurde, im großtechnischen Dauerbetrieb grundsätzlich bestätigt hat. Das Maß der Veränderung ist jedoch nicht zu belegen.

Die gemessenen S_{anorgN} -Konzentrationen werden in der Simulation angesichts der Qualität der Zulaufdaten mit hinreichender Übereinstimmung abgebildet. Der grundsätzliche Verlauf konnte in der Simulation nachvollzogen werden. Dabei zeigt der Vergleich kein einheitliches Bild weder bezüglich einer permanenten Über- oder Unterschreitung der Messwerte noch bezüglich der Bandbreite der Simulationswerte.

Es folgt in Abbildung 23 ein Abgleich der Trockensubstanz in der Belebungsstufe.

Es ist eine gute Übereinstimmung der simulierten mit den gemessenen TS_{BB} -Konzentrationen zu verzeichnen. Dabei fällt auf, dass die gemessenen Daten in einem wesentlich breiteren Spektrum streuen als die Simulationsergebnisse. Die Unsicherheiten bei den Eingangsdaten lassen eine abschließende Bewertung jedoch nicht zu.

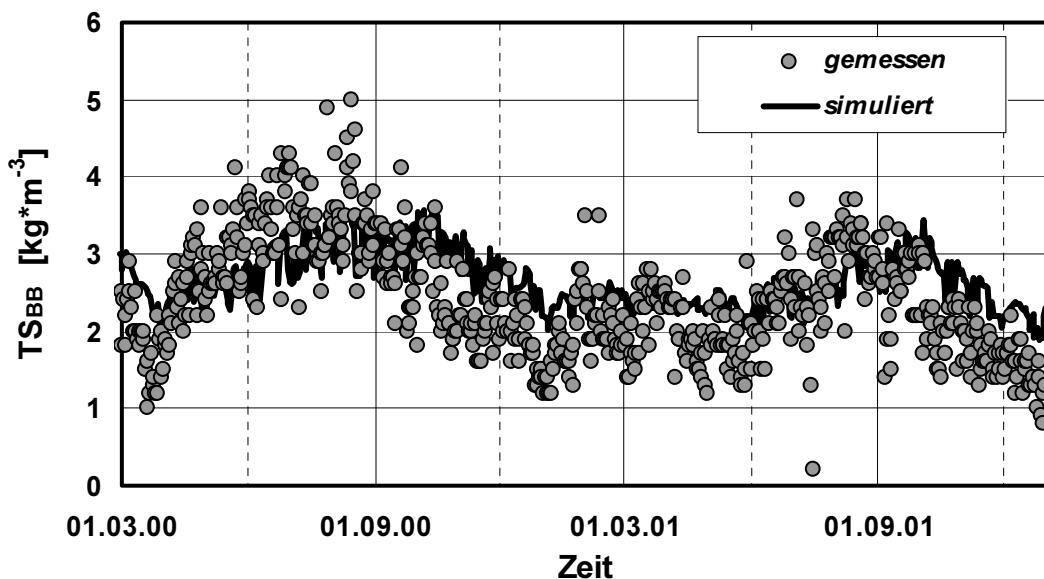


Abbildung 23: Abgleich des Trockensubstanzgehaltes in der Belebung

5.10 Zusammenfassung

Am Projekt der Ertüchtigung der Kläranlage Burgsolms wurde der Weg aufgezeigt, auf der Grundlage halbtechnischer Untersuchungen und einer sich darauf stützenden Modellkalibrierung die stationären Bemessungsergebnisse mit dynamischen Betrachtungen zu ergänzen. Diese Ergänzungen betreffen Aussagen zum Schwankungsverhalten der Ablaufkonzentrationen unter üblichen oder kritischen Belastungen. Eine relevante Minderung des erforderlichen Belebungs volumens in der Bemessungsphase ist durch eine dynamische Betrachtungsweise bei Verwendung gleicher Grundlagendatensätze nicht zu erzielen. Dies unterstreicht, dass die dynamische Simulation primär zur Betriebsoptimierung und zur Ergänzung, nicht aber zum Ersatz der stationären Bemessung heranzuziehen ist.

Es wurden im Rahmen dieser Arbeit verschiedene Methoden der Grundlagenermittlung aus früheren und aktuellen Fassungen von ATV- oder ATV-DVWK-Arbeitsblättern (A 131 (1991 und 2000) und A 198 (E 2002)) und ihre Auswirkungen auf das Ergebnis einer stationären Belebungsbeckenbemessung aufgezeigt.

Resümierend ist diesbezüglich der Grundlagenermittlung folgendes festzustellen:

- ⌚ Eine dichtere Analytik vor der biologischen Reinigungsstufe ist unbedingt notwendig, um eine Planung auf eine vernünftige Grundlagenermittlung, bestehend aus einer breiteren und längerfristigen Datenbasis, zu stellen.
- ⌚ Kurzfristige Intensivmessphasen, allein oder in Verbindung mit EKVO-Daten, haben sich entgegen den oft an sie geknüpften hohen Erwartungen nur als wenig tauglich erwiesen.
- ⌚ Die statistische Ermittlung von 85-Perzentilwerten, die gemäß A 131 (Atv-

Dvwk 2000) und A 198 (Atv-Dvwk E 2002) bei einer geringen Datendichte vorzunehmen ist, führt zu unrealistischen Lastannahmen und daher zu unrealistischen Bemessungsergebnissen.

Am vorliegenden Beispiel wurden in Abhängigkeit von der verwendeten Datenbasis deutliche Ergebnisunterschiede sowohl bei den Grundlagendaten und infolge dessen auch bei den Bemessungsergebnissen sichtbar.

Die Kläranlage Burgsolms wurde 1998 auf der Grundlage des von der Universität Kassel empfohlenen Ertüchtigungskonzeptes (vorgeschaltete Denitrifikation) umgebaut und im Herbst 1999 in Betrieb genommen. Nach einer Inbetriebnahme- und Einfahrzeit von ca. 3 Monaten können die gestellten Anforderungen (Mindestanforderungen der Größenklasse 4) seither sicher eingehalten werden.

Dies eröffnete die Möglichkeit, das halbtechnisch kalibrierte Modell hinsichtlich seiner Eignung für großtechnische Betrachtungen zu prüfen. Die Qualität dieser modellbasierten, großtechnischen Betrachtungen wird maßgeblich durch die Güte der Zulaufdaten (Eingangsdaten in die Simulation) bestimmt.

Die Erhebung von Zulaufdaten orientiert sich im Regelfall an den Vorgaben der jeweiligen Länderverordnung zur Eigenkontrolle oder -überwachung. Diese wiederum schenken bislang dem Kläranlagenablauf mehr Aufmerksamkeit als dem Kläranlagenzulauf bzw. dem Zulauf zur biologischen Reinigungsstufe.

Um das aus den halbtechnischen Untersuchungen entwickelte Modell anwenden zu können, wurde aus den wöchentlich vorliegenden Konzentrationsdaten im Zulauf zur Biologie und den täglich vorliegenden Temperaturmessungen und Überschussschlammengen eine Ganglinie mit Tageswerten generiert. Wegen des sich daraus ergebenden Unsicherheitspotenzials können die Ergebnisse des Vergleichs von Mess- und Simulationswerten nur tendenziell bewertet werden. Dabei zeigte sich die prinzipielle Verwendbarkeit des halbtechnisch kalibrierten Modells für großtechnische Betrachtungen, für welche die aktuell betriebenen Steuerungen der Rücklaufschlamm- und Rezirkulationsvolumenströme in das Modell integriert wurden. Verglichen wurden in dieser Betrachtung die überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen und der Trockensubstanzgehalt in der Belebungsstufe. Beide Ganglinienverläufe zeigten eine befriedigende Übereinstimmung hinsichtlich der Absolutwerte und der zeitlichen Schwankungen.

Das Modell kann jedoch unter den beschriebenen Umständen nicht als großtechnisch verifiziert gelten, sondern muss auf der Grundlage einer erheblich verdichtenen Datenaufnahme im Zulauf der Belebungsstufe erneut kalibriert werden, um für zukünftige Fragestellungen – bspw. im Bereich der Betriebsoptimierung – angewendet werden zu können. Die vorstehenden vergleichenden Betrachtungen lassen im Fall der Kläranlage Burgsolms den Schluss zu, dass die halbtechnisch basierte Modellkalibrierung (Zulauffaktionierung und Ansatz der biokinetischen Parameter) im großtechnischen Betrieb weitgehend bestätigt wird.

6 Exemplarische Anwendung unter Einsatz halbtechnischer Versuche und der dynamischen Simulation am Beispiel der KA Edermünde

6.1 Allgemeines

Der Abwasserverband Edermünde und Umgebung (nachstehend genannt: AV Edermünde) betreibt zur Reinigung der Abwässer der Gemeinde Edermünde und umliegender Gemeinden die Kläranlage Edermünde (zurzeit ausgebaut für 14.000 EW, angeschlossen sind ca. 16.000 EW) südlich von Kassel. Die Kläranlage Edermünde reinigt die Abwässer der Gemeinde Edermünde sowie einiger umliegender Gemeinden.

Ein Ausbau der Kläranlage wurde bereits infolge der Novellierung der Allgemeinen Rahmen-Verwaltungsvorschrift (Rahmen-AbwasserVwV) über Mindestanforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (BUNR 1991) sowie der Umsetzung der EG-Richtlinie "Kommunales Abwasser" (91/271/EWG; RAT DER EG 1991) in nationales Recht erforderlich.

Der AV Edermünde muss die Kläranlage Edermünde so zur Stickstoffelimination ausbauen, dass ab dem 31.12.2003 die Überwachungswerte der AbwV (BUNR 1997) bezüglich der Parameter S_{anorgN} ($\leq 18 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) und S_{NH4} ($\leq 10 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) eingehalten werden.

Eine Kläranlagenerweiterung zur weitgehenden Stickstoffelimination erfordert üblicherweise einen Ausbau der biologischen Stufe in erheblichem Ausmaß. Vor diesem Hintergrund beauftragte der AV Edermünde das Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel mit der wissenschaftlichen Begutachtung auf der Grundlage von vor Ort durchzuführenden halbtechnischen Untersuchungen sowie der Erarbeitung eines Ausbauvorschlages. Der zu berücksichtigende Ausbauzustand beträgt dabei 22.000 EW.

Projektziel war die Klärung der Frage, ob gemäß den neuesten Erkenntnissen aus Wissenschaft und Forschung, insbesondere dem Einsatz der dynamischen Simulation, eine kostengünstigere Auslegung erfolgen kann als diejenige einer bereits seit 10 Jahren vorliegenden Planungsstudie (für 15.000 EW ohne Fäkalschlamm), die bezüglich der Hauptgewerke einen Neubau von Belebungsvolumen in einer Größenordnung von 3.850 m³ (zzgl. dem vorhandenen Belebungsvolumen von 800 m³) sowie Umbaumaßnahmen an der vorhandenen Nachklärung (Wasserspiegelanhebung um 20 cm) vorsahen.

Die kontinuierlich aufgenommenen Zulauf- und Ablaufdaten aus den halbtechnischen Untersuchungen wurden dazu verwendet, die biologischen Abbauvorgänge in einer dynamischen Simulation zu modellieren, um im Anschluss unter Verwen-

dung der Daten aus den großtechnischen Zulaufmessphasen Aussagen über den zukünftigen Beckenbedarf treffen zu können.

Des Weiteren sollten die Ergebnisse der stationären Bemessung und der dynamischen Simulation in mögliche zukünftige Verfahrensvarianten und Anlagenkonzepte unter Berücksichtigung der vorhandenen Bausubstanz umgesetzt werden.

6.2 Situation vor der Ertüchtigung

Der mechanische Teil der Abwasserreinigung umfasst das Zulaufschneckenpumpwerk (3 Schneckenpumpen, Förderhöhe ca. 4,0 m), einen Stabrechen (25 mm Stababstand), einen belüfteten Sand- und Fettfang sowie eine Vorklärstufe, bestehend aus zwei Längsbecken mit einem Volumen von je 270 m³. Von den Vorklärbecken wird das Abwasser über ein Rechteckgerinne in die Belebungsstufe geleitet. In den Zulauf zur Belebung (Rechteckbecken mit Kreiselbelüftung, zurzeit 810 m³) wird zur simultanen Phosphatfällung Eisen-III-Chlorid dosiert. Durch eine Dükerleitung fließt das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch dem horizontal durchströmten Nachklärbecken zu. Die Nachklärung (Rundbecken, Ø 30 m) hat ein Volumen von 1.915 m³ und auf $\frac{2}{3}$ des Fließweges eine Wassertiefe von nur 2,79 m (gemäß A 131: $\geq 3,00$ m). Am Übergang Sohle – Trichter beträgt die Wassertiefe 3,38 m (gemäß A 131: $\geq 4,00$ m). Der Überschussschlamm wird zusammen mit dem Primärschlamm aus der Vorklärung abgezogen und der weiteren Schlammbehandlung, bestehend aus anaerober Stabilisierung (Faulung) und Entwässerung mittels einer Siebbandpresse, zugeführt. Die anfallenden Prozesswässer (aus Fettabscheidung, Faulung und Entwässerung) werden in den Kläranlagenzulauf gefördert. Der entwässerte Schlamm wird zurzeit landwirtschaftlich verwertet.

Die Überwachungswerte für die Einleitung des gereinigten Abwassers in die *Eder* nach Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde (ab 31.12.2003) wurden wie folgt festgeschrieben:

⇒ C _{CSB} :	90	mg·L ⁻¹
⇒ C _{BSB} :	20	mg·L ⁻¹
⇒ S _{anorgN} :	18	mg·L ⁻¹
⇒ S _{NH4} :	10	mg·L ⁻¹
⇒ C _P :	2	mg·L ⁻¹

Dies entspricht den Mindestanforderungen gemäß AbwV (BUNR 1997).

6.3 Grundlagenermittlung

6.3.1 Allgemeines

Die Grundlagenermittlung im Ertüchtigungsprojekt der Kläranlage Edermünde wurde im Jahr 2000 durch das Erscheinen der novellierten A 131 (ATV-DVWK 2000) tangiert.

Für die Bemessung der Belebungsstufe war bislang sowohl hinsichtlich der hydraulischen Grundlagen als auch der Schmutzfrachtbelastung allein der 85-Perzentilwert einer Datenbasis an Trockenwettertagen relevant. In der Neufassung des A 131 werden nun im Zeitraum eines Schlammalters alle Daten unabhängig von den klimatischen Verhältnissen berücksichtigt und der jeweilige Mittelwert bzw. bei nicht ausreichender, wöchentlicher Datendichte der 85-Perzentilwert von mindestens 40 Datenpunkten als Bemessungsgrundlage verwendet. Beide Auswertemethoden werden durchgeführt und im Weiteren vergleichend dargestellt.

Die wesentlichen Maßnahmen zur Ermittlung der Bemessungsgrundlagen bestanden in zwei 2-wöchigen intensiven Messphasen (Oktober 1998 und Juni 1999). In diesen Untersuchungszeiträumen wurden an zwei Messstellen Tagesmischproben und 2-Std.-Ganglinien erhoben.

Zusätzlich wurden im Juli 1999 Untersuchungen des Prozesswassers und des Überschussschlammes vorgenommen, die zeitweise über die auf dem Kläranlagengelände vorhandene Kanalisation in das Unterwasser des Zulaufpumpwerkes eingeleitet werden. An diesen Tagen wurde auch der Zulauf zur Vorklärung nochmals beprobt, um die kommunalen Anteile und die Anteile aus Überschussschlamm und Trübwasser abschätzen zu können.

6.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen

Die hydraulischen Bemessungsgrundlagen entstammen einer Auswertung der Zuflussdaten, die während des Untersuchungszeitraumes und darüber hinaus bis zur Außerbetriebnahme der Versuchsanlage aufgenommen wurden.

Der 85-Perzentilwert ergibt sich aus einer statistischen Auswertung aller Zulaufwassermengen, die an Trockenwettertagen gemessen wurden. Abbildung 24 zeigt die Unterschreitungshäufigkeiten der Zulaufwassermenge für den gesamten Betrachtungszeitraum und für die Trockenwettertage.

Es ist dabei zu berücksichtigen, dass von den sich ergebenden Volumenströmen (sowohl beim Mittelwert als auch dem 85-Perzentilwert) die Menge des Überschussschlammes, der täglich (nachts) in das Unterwasser des Zulaufpumpwerkes gefördert und zusätzlich am Venturigerinne aufgezeichnet wird, zu subtrahie-

ren ist. Diese Menge wurde aufgrund einer entsprechenden Volumenstrommessung mit ca. $100 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ ermittelt.

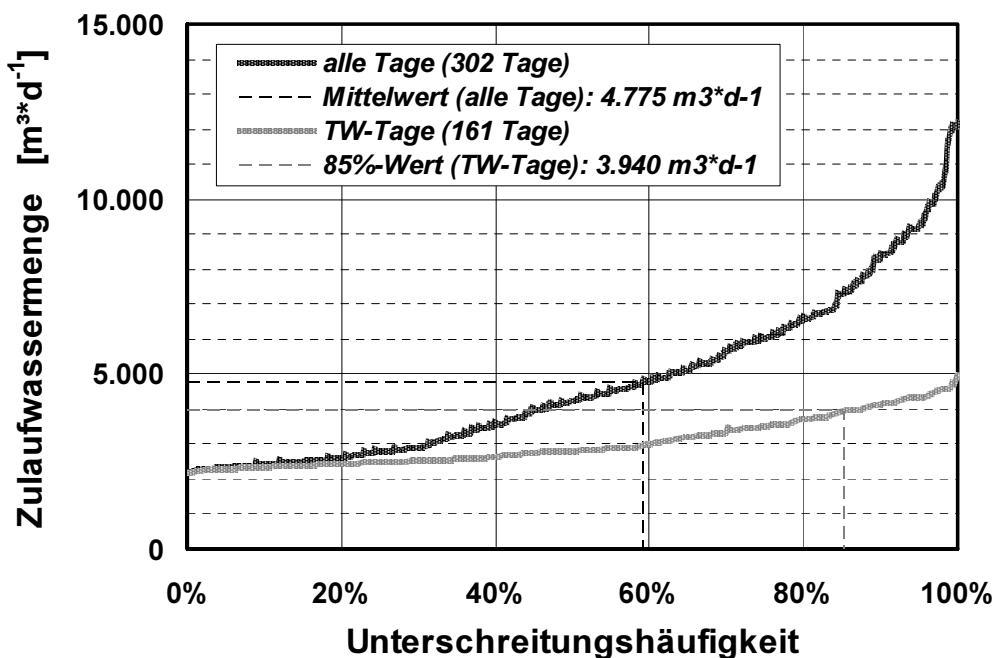


Abbildung 24: Unterschreitungshäufigkeit der Zulaufwassermenge (Edermünde)

In der nachfolgenden Tabelle 21 sind die hydraulischen Zulaufdaten des IST- und des Ausbauzustandes, wie sie sich unter Verwendung des Arbeitsblattes-A 128 (ATV 1992) ergeben, einander gegenübergestellt.

Zur Erläuterung: Alle Abwassermengen - außer Q_m - sind auf der Grundlage der Auswertung der Trockenwetterwassermengen (siehe Abbildung 24) und des beobachteten Nachzuflusses bei Trockenwetter (als Hinweis auf Q_f) ermittelt worden. Weiterhin wurde für den Ausbauzustand ein leichter Rückgang des einwohnerbezogenen Wasserverbrauchs um ca. $10 \text{ L} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ angesetzt.

Unabhängig von der Neufassung des A 131 hat das in der Tabelle 21 enthaltene Q_m von $170 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$ nach wie vor Gültigkeit für die Bemessung der Nachklärung.

Der Wert für den maximalen täglichen Trockenwetterzulauf von $3.840 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ im IST-Zustand wird nachfolgend mit den Ergebnissen der Auswertung der Hydraulikdaten der Zulaufmessphase zu vergleichen sein.

6.3.3 Messphasen

Die wesentliche Maßnahme zur Ermittlung der Bemessungsgrundlage bestand in zwei zweiwöchigen Messphasen sowie einer gesonderten mehrtägigen Untersuchung der Stoffströme Prozesswasser und Überschussschlamm zur Bestimmung der Zulaufbelastung und der Vorklarwirkung, wobei an mehreren Verfahrensstufen

Tabelle 21: hydraulische Zulaufdaten (Edermünde)

Ausbaugröße	[EW]	16.000 (IST-Zustand)	22.000 (Ausbauzustand)
spez. Q _s -Anfall	[L·E ⁻¹ ·s ⁻¹]	0,0040	0,00375
Spitzenfaktor f _{h,max}	[-]		10
Fremdwasseranteil		67%	
spez. Q _t -Anfall ¹⁾	[L·E ⁻¹ ·d ⁻¹]	144	135
spez. Q _s -Anfall ¹⁾	[L·E ⁻¹ ·d ⁻¹]	240	225
Q _{s24}	[L·s ⁻¹]	26,67	34,38
	[m ³ ·h ⁻¹]	96,0	123,8
	[m ³ ·d ⁻¹]	2.304	2.970
Q _{f24}	[L·s ⁻¹]	17,78 ^{*1)}	22,92
	[m ³ ·h ⁻¹]	64,0	82,5
	[m ³ ·d ⁻¹]	1.536	1.980
Q _{t24}	[L·s ⁻¹]	44,44	57,29
	[m ³ ·h ⁻¹]	160,0	206,3
	[m ³ ·d ⁻¹]	3.840 ^{*1)}	4.950
Q _{s10}	[L·s ⁻¹]	64,00	82,50
	[m ³ ·h ⁻¹]	230,4	297,0
	[m ³ ·d ⁻¹]	2.304	2.970
Q _{t10}	[L·s ⁻¹]	81,78	105,42
	[m ³ ·h ⁻¹]	294,4	379,5
Q _m (=2*Q _s +Q _f)	[L·s ⁻¹]	145,78	187,92
Q _m (gewählt)	[L·s ⁻¹]	140,00 ³⁾	170,00 ^{*2)}
	[m ³ ·h ⁻¹]	504,0	612,0
	[m ³ ·d ⁻¹]	12.096	14.688

*1): ermittelter bzw. im Untersuchungszeitraum beobachteter Zufluss

*2): aus Schmutzfrachtsimulation

(Zulauf/Ablauf Vorklärung) gemessen und mehrere Teilströme (Gesamtwassermenge, Überschussschlamm, Prozesswasser) separat erfasst wurden (siehe hierzu auch den Lageplan in Abbildung 25). Es wurden Tagesmischproben und zusätzlich an den Probenahmestellen Zulauf/Ablauf Vorklärung an einigen Tagen 2-Std.-Ganglinien erhoben.

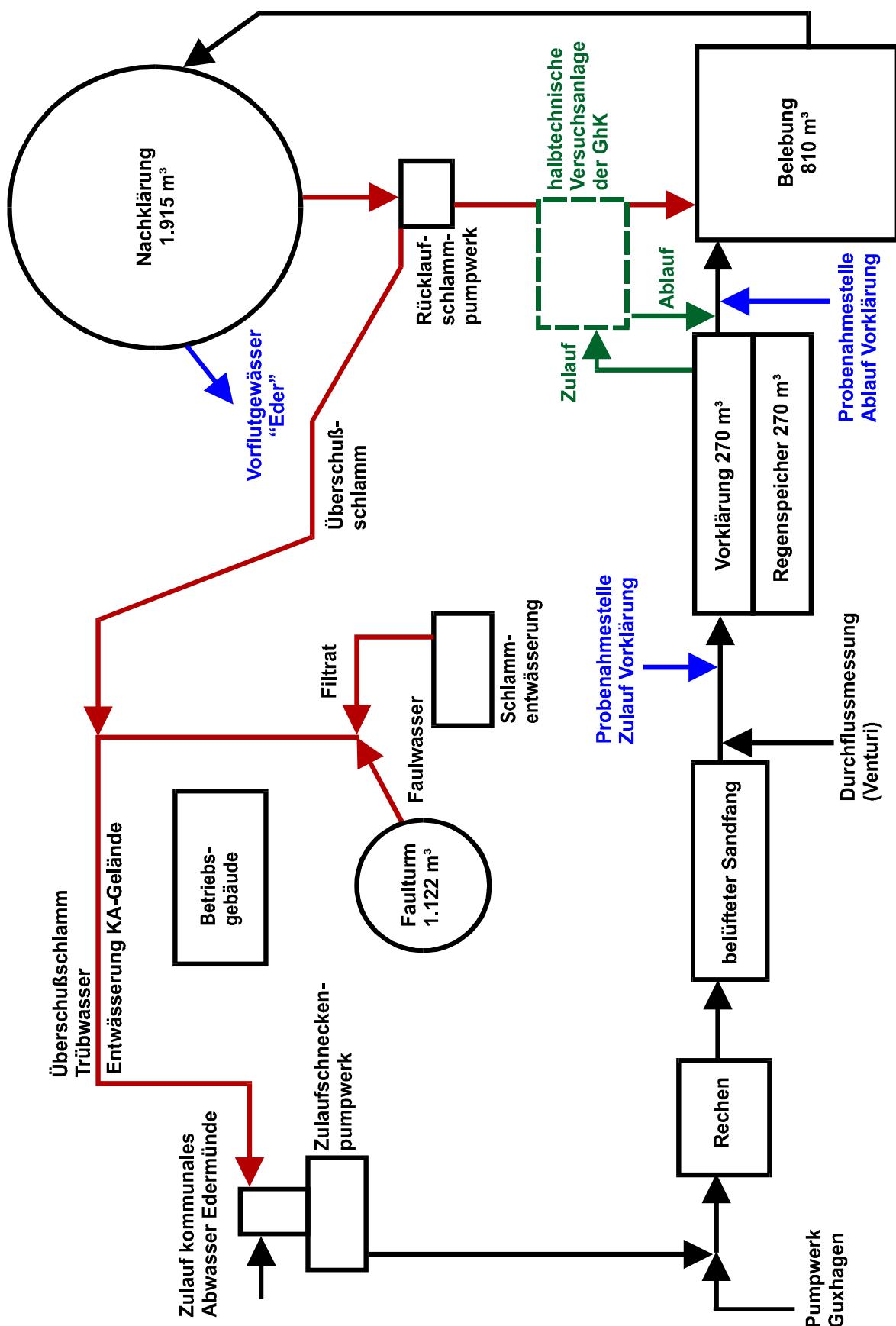


Abbildung 25: Lageplan der Edermünde mit Probenahmestellen

Die bemessungsrelevanten Ergebnisse sind in Tabelle 22 zusammengestellt.

*Tabelle 22: Ergebnisse der Zulaufmessphasen (24-Std.-MP, alle Tage: Mittelwerte
Trockenwettertage: 85-Perzentilwerte) (Edermünde)*

	Q	C _{CSB}	C _{BSB}	X _{TS}	C _N	S _{NH4}	S _{NOX}	S _{PO4}	C _P
	[m ³ ·d ⁻¹], [kg·d ⁻¹]								
alle Tage									
ZVK	3.450	2.325	806	1.575	192	124	5,7	18,0	52,2
Anzahl Daten	16	16	15	16	16	16	16	16	14
AVK		973	375	373	156	119	7,1	17,8	27,9
Anzahl Daten		16	11	16	13	16	16	16	14
Eliminationsrate η		58%	53%	76%	18%				47%
Überschussschlamm	100	349	8	315	19,2	1,2	0,1	0,9	13,0
Anzahl Daten	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Prozesswasser	100	233	40	189	42,1	31,0	0,2	1,1	1,3
Anzahl Daten	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Trockenwettertage									
ZVK	2.763	2.263	815	1.484	202	130	6,4	19,7	60,5
Anzahl Daten	11	11	11	11	11	11	11	11	94
AVK		889	460	318	166	121	7,3	18,8	23,7
Anzahl Daten		11	11	11	11	11	11	11	11
Eliminationsrate η		61%	56%	79%	18%				61%

Die Aufenthaltszeit t_R in der Vorklärung betrug während der Messphasen durchschnittlich ca. 2,6 h bei Trockenwetter. Dadurch erklären sich z.T. die sehr hohen Eliminationsraten in Bezug auf C_{CSB}, C_{BSB} und X_{TS}. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass in der Vorklärung auch der Überschussschlamm – und darin enthalten der phosphathaltige Fällschlamm – abgesetzt wird, der in den Mischproben im Zulauf zur Vorklärung mit enthalten ist. Dies begründet die vordergründig sehr hohe Elimination hinsichtlich C_P in der Vorklärung.

Es kann festgestellt werden, dass bei den beiden unterschiedlichen Auswertungen die Differenzen hinsichtlich der Schmutzfrachten sehr gering sind (mit Ausnahme des Parameters C_P ($\Delta = 15\%$)). Hinsichtlich der Zulaufwassermenge ist die Diskrepanz naturgemäß deutlich größer ($\Delta = 25\%$), wenn in einer Auswertung die Trockenwettertage separat betrachtet werden.

Weiterhin bleibt im Vergleich zu den in Kap. 6.3.2 ermittelten Wassermengen festzustellen, dass sich nach der vorstehenden Auswertung um ca. 10% niedrigere Volumenströme ergeben (hier 3.450 m³·d⁻¹ gegenüber vorher 3.840 m³·d⁻¹). Es erscheint jedoch sinnvoll, die Ergebnisse aus der Auswertung nur eines Datensat-

zes zu verwenden und nicht Bemessungsfrachten unter Verwendung von Wassermengen aus nicht korrespondierenden Betrachtungszeiträumen zu mischen. Dies ist auch u.a. die Intention des A 131 (ATV-Dvwk 2000) und des A 198 (ATV-Dvwk E 2002).

6.3.4 Herleitung der Bemessungsgrundlagen

Für die weitere Ermittlung der Bemessungswassermenge und der Bemessungsfrachten in der Tabelle 23 werden demzufolge die Ermittlungen gemäß der im aktuellen Regelwerk beschriebenen Vorgehensweise zugrunde gelegt.

Gemäß A 131 wird die Verwendung zeitlich eng befristet erhobener Daten i.d.R. zwar nicht empfohlen, weil man sich nicht sicher sein kann, den maßgebenden Zeitraum erfasst zu haben. Diesem Umstand wird im weiteren Verlauf bei den Prognosesimulationen jedoch dadurch Rechnung getragen, dass zusätzlich zu dem ermittelten Bemessungslastfall erhöhte Kohlenstoff- und Stickstoffbelastungen sowie Regenereignisse simuliert werden.

Da in der zukünftigen Betriebsweise der Überschussschlamm separat und nicht aus der Vorklärung in die Schlammbehandlungsstufe gefördert werden wird, sind die entsprechenden Schmutzfrachtanteile des Überschussschlammes aus der kommunalen Zulauffracht zu subtrahieren. Das Prozesswasser wird bereits an dieser Stelle separat aufgeführt, um später eine Prozesswasserdosierung simulieren zu können.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 23 dargestellt und stellen im weiteren Verlauf die Grundlage für alle dynamischen Prognosebetrachtungen für den Ausbauzustand dar.

6.4 Anlagenkonzeption

Da mit der Versuchsanlage nicht nur das Verhalten des Belebtschlammes, sondern auch die Eignung verschiedener Verfahren zur weitergehenden Stickstoffelimination untersucht werden sollten, wurde auch in Edermünde eine zweistraßige Anlage konzipiert. Untersucht wurden in verfahrenstechnischer Hinsicht die vorgeschaltete Denitrifikation und die Kaskadendenitrifikation.

Nicht betrachtet wurden die biologische oder chemische Phosphorelimination und die Trennleistung der Nachklärung.

Die Beckengrößen, Fördermengen und das Fließschema der Anlagen sind in Tabelle 24 und Abbildung 26 dargestellt.

Tabelle 23: Bemessungslastfall im Zulauf zur Vorklärung (Edermünde)

	Q	C_{CSB}	C_{BSB}	X_{TS}	C_N	S_{NH4}	S_{NOX}	S_{PO4}	C_P
[m ³ ·d ⁻¹], [kg·d ⁻¹], [mg·L ⁻¹]									
Zulaufwassermenge und Zulauffrachten im Ausbauzustand ohne Überschussschlamm und ohne Prozesswasser									
Fracht	4.472	2.446	1.042	1.524	185	126	7,6	22,1	52,24
Konzentration		547	233	341	41,3	28,3	1,7	5,0	11,7
Prozesswasserfrachten im Ausbauzustand									
Fracht	134	272	55	208	52	42	0,3	1,0	1,3
Konzentration		2.035	411	1.557	390	316	1,7	7,5	10,1

Tabelle 24: Beckengrößen und Fördermengen der Versuchsanlagen (Edermünde)

		Anlage A (vorgeschaltete Denitrifikation)	Anlage B (Kaskaden-denitrifikation)
Bezeichnung		vorDN	KasDN
V_n	L	270 - 360	270 - 360
V_N	L	330 - 240	330 - 240
V_{BB}	L	600	600
Q_d	L·d⁻¹	dynamisch	
Q_{RS}	%Q_d	100	100
Q_{RZ}	%Q_d	100 - 200	zeitweise 100 - 200

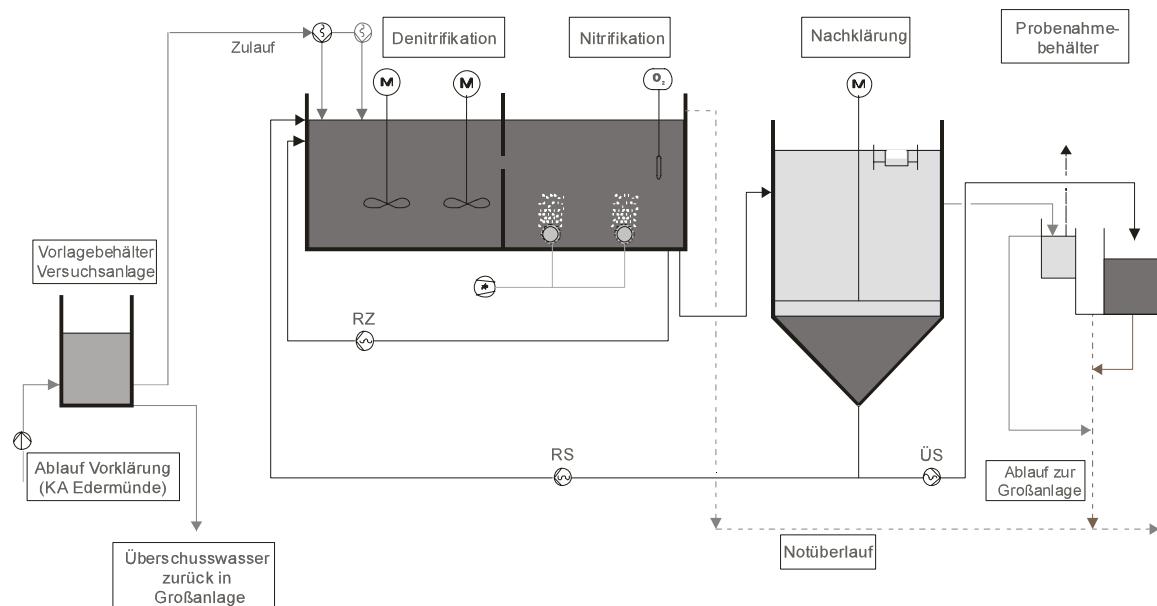


Abbildung 26: Fließbild der vorgeschalteten Denitrifikation (Versuchsanlage Edermünde)

In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass der Größenfaktor zwischen der Großanlage und der Versuchsanlage bei ca. 4.000 lag und sich primär an der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Pumpenaggregate sowie der Aufstellmöglichkeiten der entsprechend bemessenen Beckenkomponenten (Belebung und Nachklärung) in einem Normcontainer ($6,00 \times 2,35 \times 2,60$ [m]) orientierte. Bei einem Belebungsvolumen von 600 Litern in der Versuchsanlage entspricht dies also einem großtechnisch nachgestellten Volumen von ca. 2.400 m^3 .

Die Versuchsanlagen besaßen keine Vorklärbecken, da die Funktion von Vorklärbecken im halbtechnischen Maßstab nur eingeschränkt wiedergegeben werden kann und außerdem einen erheblichen zusätzlichen apparativen und wartungstechnischen Aufwand darstellt. Stattdessen wurden die Versuchsanlagen mit vorgeklärtem Abwasser der Großanlage beschickt, so dass die Abwasserzusammensetzung im Zulauf der Versuchsanlagen repräsentativ für den späteren großtechnischen Betrieb ist. Die großtechnische Vorklärung wurde während der gesamten Untersuchungszeit mit einem Becken (270 m^3) betrieben.

Um in der Versuchsanlage die gleichen dynamischen Zulaufverhältnisse wie auf der Großanlage zu erhalten, war es erstens erforderlich, mit Frequenzumrichtern ausgerüstete Pumpen in Abhängigkeit von der Zulaufwassermenge zur Großanlage zu steuern. Zu diesem Zweck wurde zwischen dem Sandfang und der Vorklärung in dem vorhandenen Venturigerinne eine eigene Messmimik (bestehend aus Echolot und Messumformer) installiert und dieses Ausgangssignal auf die Zulaufpumpen zur Versuchsanlage übertragen.

6.5 Untersuchungsprogramm

In der vierwöchigen Einfahrphase (November 1998) wurde versucht, in den Anlagenstraßen stationäre Schlammverhältnisse und die Anreicherung einer autotrophen Bakterienmasse zur Nitrifikation zu erreichen. Beide Anlagenstraßen wurden zur Vergleichbarkeit nach der gleichen Verfahrenstechnik (vorgesetzte Denitrifikation, 50% Denitrifikationsvolumen, 50% Nitrifikationsvolumen) betrieben. Die Überschusschlammmentnahme erfolgte anfänglich noch aus den Belebungsbecken (angestrebtes Schlammalter: 15 Tage), wurde während der Einfahrphase jedoch noch auf eine automatisierte Entnahme aus dem Rücklaufschlammstrom umgestellt. Weiterhin wurde sowohl während des Einfahrbetriebes als auch im weiteren Untersuchungsverlauf per Stichprobenanalytik kontrolliert, ob sich die Abwassercharakteristik zwischen der Probenahmestelle Ablauf Vorklärung und dem Auslaufpunkt aus den zulaufenden Schlauchleitungen in die beiden Versuchsanlagen ändert. Hierfür wurden keine Hinweise gefunden. Im Rahmen dieser Kontrollen konnte auch festgestellt werden, dass beide Anlagen den gleichen abwassertechnischen Zulaufbedingungen unterlagen.

Nach dem Einfahrbetrieb folgte die erste von insgesamt fünf Betriebsphasen im Untersuchungszeitraum bis Anfang Juni 1999. In diesen Betriebsphasen waren an beiden Anlagenstraßen jeweils unterschiedliche Verfahrenstechniken eingestellt, die auf den Verfahren der vorgeschalteten Denitrifikation und der Kaskadendenitrifikation basierten. Die Tabelle 25 zeigt die zeitliche Abfolge der einzelnen Betriebsphasen.

Tabelle 25: Betriebsphasen des Versuchsanlagenbetriebes (Edermünde)

Nr.	Bezeichnung (Anlage)	Zeitraum	Verfahrenstechnik
0		02.11. bis 02.12.98	Einfahrbetrieb
1	V1a	02.12. bis 17.12.98	Vorgeschaltete Denitrifikation (50% V_D , 50% V_N)
	V1b		Vorgeschaltete Denitrifikation (60% V_D , 40% V_N)
2	V2a	17.12.98 bis 24.02.99	Vorgeschaltete Denitrifikation (60% V_D , 40% V_N)
	V2b		Kaskadendenitrifikation (60% V_D , 40% V_N)
3	V3a	24.02. bis 17.03.99	Kaskadendenitrifikation (55% V_D , 45% V_N)
	V3b		Kaskadendenitrifikation (60% V_D , 40% V_N) + interne RZ
4	V4a	17.03. bis 21.04.99	Vorgeschaltete Denitrifikation (55% V_D , 45% V_N)
	V4b		Kaskadendenitrifikation (55% V_D , 45% V_N) + interne RZ
5	V5a	21.04. bis 02.06.99	Vorgeschaltete Denitrifikation (45% V_D , 55% V_N)
	V5b		Kaskadendenitrifikation (50% V_D , 50% V_N) + Zulaufaufteilung

Zum besseren Verständnis muss hier eine Anmerkung zur Betriebsweise V 5b gemacht werden. Bei dieser Betriebsweise wurde die Zulaufaufteilung derart gewählt, dass sich theoretisch in beiden Kaskadenstufen gleiche Schlammbelastungen ergeben. In den anderen Betriebsphasen wurde bei der Kaskadendenitrifikation der Zulauf zur Hälfte auf beiden Kaskadenstufen verteilt.

Nach jeder Änderung der Betriebseinstellungen musste zunächst die Einstellung eines neuen Gleichgewichtes der biochemischen Umsetzungen abgewartet werden, bevor die erhobenen Daten für eine Auswertung geeignet sind. Als Kriterium für das Erreichen dieses Gleichgewichtszustandes wurden sowohl die Konstanz der Belebtschlammkonzentration wie auch diejenige der Ablaufkonzentrationen herangezogen.

Die Prozessstabilität wird naturgemäß durch Veränderungen der Zulaufzusammensetzung beeinflusst. Dies ist umso mehr der Fall, wenn die Versuchsanlage - wie in Edermünde - dynamisch beschickt wird und wenn diese Tagesdynamik zusätzlich von klimatischen Einflüssen (Regenwetter) überlagert wird. Gerade starke und lang andauernde Regenperioden zum Ende des Jahres 1998 und im Frühjahr 1999 führten häufiger zum verfahrenstechnischen Problem der Schlammlinie-

rung. Dies ist dadurch erklärbar, dass der Zulauf zur Versuchsanlage den tatsächlich herrschenden dynamischen Verhältnissen unterlag, nicht jedoch der Rücklaufschlammstrom, der jeweils auf einen Festwert eingestellt war, wie es auch großtechnisch Praxis ist.

Um dennoch für alle Betriebseinstellungen repräsentative Messdaten zu bekommen, wurden daher zum Abschluss jeder Betriebsphase Intensivmessphasen über einen Zeitraum von jeweils 48 Stunden durchgeführt. Dies konnte jedoch nicht verhindern, dass zeitweise Regenwetterverhältnisse die Qualität der erhobenen Daten insofern einschränkten, als für die Bemessung oder Modellierung einer Belebungsstufe Trockenwetterdaten gewünscht sind. Da sich diese Verhältnisse während der fünften Betriebsphase deutlich änderten, wurde hier auf eine Intensivmessphase verzichtet.

6.6 Analytik und Messprogramme

Bei der Beprobung der verschiedenen Stoffströme der beiden Versuchsanlagen sind folgende Probenahmetypen zu unterscheiden:

- ⇒ Tägliche Stichproben im Zu- und Ablauf der Versuchsanlage und in einzelnen Beckenabschnitten, die der Betriebsüberwachung vor Ort dienten. Wesentliches Ziel dieser Bestimmungen war die kontinuierliche Kontrolle der Funktion der Anlagenstraßen. Die Tagesmischproben wurden vor Ort mengenproportional aus den zeitproportionalen 2-Std.-Mischproben ($1/8$ Liter je 15 Minuten) gemischt.
- ⇒ Zeitproportionale 2-Std.-Mischproben (= Ganglinienmessungen) zur Ermittlung der dynamischen Belastung im Zulauf zur Versuchsanlage und zur Ermittlung der Abbauleistung im Ablauf der Versuchsanlage. Diese Daten dienen später als Grundlage für die Kalibrierung der Simulationsmodelle.
- ⇒ 24-Std.-Mischproben (Tagesmischproben) zur Plausibilisierung von 2-Std.-Mischproben und zur Bestimmung von Parametern, die als Ganglinie ohne Interesse sind.

In Tabelle 26 und Tabelle 27 sind die Messprogramme eines normalen Analysetages und eines Intensivmesstages dargestellt. Nicht berücksichtigt sind darin kontinuierlich durchgeführte, manuelle Messungen der Temperatur, des Sauerstoffgehaltes und des pH-Wertes.

Tabelle 26: Messprogramm während des Normalbetriebes (Edermünde)

	S_{CSB}	C_{CSB}	C_{BSB}	C_{TKN} C_N	S_{NH4}	S_{NOX}	S_{PO4}	C_P	$X_{TS}/$ TS_{BB}	VSV_{BB}
AVK/Zulauf	24	24/2	24	24	24/2	24/2	24	24	24	
DN									StP	
N									StP	StP
RS					StP	StP	StP		StP	StP
ÜS									24 Z	
Ablauf		24			24/2	24/2	24	24	24	

24: mengenproportionale 24-Std.-Mischprobe aus 12 2-Std.-Mischproben
24/2: wie 24 und an 2 d/Wo zusätzlich 2-Std.-Ganglinienmessungen
24 Z: zeitproportionale 24-Std.-Mischprobe
StP: Stichprobe

Tabelle 27: Messprogramm während einer Intensivmessphase (Edermünde)

	S_{CSB}	C_{CSB}	C_{BSB}	C_{TKN} C_N	S_{NH4}	S_{NOX}	S_{PO4}	C_P	$X_{TS}/$ TS_{BB}	VSV_{BB}
AVK/Zulauf	24/2	24/2	24	24	24/2	24/2	24	24	24/2	
DN	2				2	2			12	
N	4				2	2			6	StP
RS	4			12	2	2		12	2	
ÜS									24 Z	
Ablauf		24/2			24/2	24/2	24	24	24	

24: mengenproportionale 24-Std.-Mischprobe aus 12 2-Std.-Mischproben
24/2: wie 24 und zusätzlich 2-Std.-Ganglinienmessungen
24 Z: zeitproportionale 24-Std.-Mischprobe **StP:** Stichprobe
2: jede 2-Std.-Mischprobe **4:** jede zweite 2-Std.-Mischprobe
6: jede dritte 2-Std.-Mischprobe **12:** 2 x täglich

Hinsichtlich der Analysevorschriften sei auf Tabelle 16 in Kap. 5.6 verwiesen. Bei der Bestimmung des Stickstoffs muss zwischen den beiden Parametern C_{TKN} und C_N unterschieden werden. Während der C_{TKN} lediglich die Parameter C_{orgN} und S_{NH4} beinhaltet, wurde in Edermünde die Analyse des Zulaufs der Versuchsanlagen nach dem C_N ($S_{NH4} + S_{NOX} + C_{orgN}$) durchgeführt. Um die Abbauleistung der relevanten Stickstoffparameter der Anlagen darzustellen, sollen hier die gemessenen Konzentrationen an C_N im Zulauf und S_{NH4} , S_{NO3} sowie S_{anorgN} im Ablauf gegenübergestellt werden.

6.7 Versuchsergebnisse und Betriebsparameter

Es folgen in der Tabelle 28 die zugehörigen Betriebsparameter während der Intensivmessphasen.

Tabelle 28: Ergebnisse in den einzelnen Intensivmessphasen (Edermünde)

		V1a	V1b	V2a	V2b	V3a	V3b	V4a	V4b	V5a	V5b
Temp, \varnothing	[C°]	11	11	9	9	12	12	13	13	15	15
TW/RW		RW		RW		\approx RW		\approx RW		\approx TW	
t _{TS,φ}	[d]					15,8	19,4	17,6	13,8	18,4	23,4
B _{TS,CSB,φ}	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,12	0,21	0,22	0,11	0,12	0,12	0,12	0,10	0,18	0,13
T _{SBB,φ}	[kg·m ⁻³]	4,4	2,8	2,6	3,9	3,4	3,2	3,2	3,6	2,4	3,2
C _{CSB,0,φ}	[mg·L ⁻¹]	137		117		234		184		298	
C _{CSB,e,max}	[mg·L ⁻¹]	22,7	22,7	23,2	28,0	33,8	36,9	37,2	26,2	-	-
C _{CSB,e,φ}	[mg·L ⁻¹]	16,6	17,8	19,9	21,9	25,5	27,9	25,5	22,1	-	-
$\eta_{CSB,φ}$	[%;kg·kg ⁻¹]	88	88	83	81	89	88	86	88	-	-
S _{NH40,φ}	[mg·L ⁻¹]	15,1		9,2		34,4		26,2		37,6	
S _{NH4e,max}	[mg·L ⁻¹]	0,9	3,5	6,1	7,9	0,9	6,3	1,2	1,8	0,5	0,3
S _{NH4e,φ}	[mg·L ⁻¹]	0,3	1,1	2,2	3,7	0,4	3,7	0,4	0,5	0,2	0,1
$\eta_{SNH4,φ}$	[%;kg·kg ⁻¹]	98	92	76	60	99	90	99	98	99	99
S _{NO3e,max}	[mg·L ⁻¹]	16,5	14,5	11,9	10,9	19,3	15,1	18,2	18,8	22,6	22,2
S _{NO3e,φ}	[mg·L ⁻¹]	13,7	12,3	9,1	8,6	15,6	13,5	14,1	15,1	18,7	16,8
S _{anorgN,e,max}	[mg·L ⁻¹]	17,1	18,0	17,6	19,0	20,3	22,1	20,6	21,5	23,1	22,5
SanorgN,e,φ	[mg·L ⁻¹]	14,3	13,9	11,7	12,8	16,3	18,1	14,8	16,1	19,2	17,1

Für die Betriebsphase 5 ist in dieser Zusammenstellung anzumerken, dass es sich bei diesen Ganglinienmessungen nicht um einen zusammenhängenden Zeitraum handelt. Da in den vorherigen Betriebsphasen das sichere Einhalten des C_{CSB}-Überwachungswertes von 90 mg·L⁻¹ – auch aufgrund des geringen Trockensubstanzgehaltes im Ablauf der Anlagen – bekannt war, wurde auf die Ganglinienanalytik des Parameters C_{CSB} verzichtet.

Die angegebenen durchschnittlichen C_{CSB}- und S_{NH4}-Zulaufkonzentrationen sind zulaufmengen- und frachtabhängig umgerechnet und stellen somit eine über den jeweiligen Untersuchungszeitraum konstante Konzentration dar.

Die Eliminationsgrade η von C_{CSB} und S_{NH4} sind auf die im jeweiligen Untersuchungszeitraum eliminierten Frachten bezogen.

Die Ablaufwerte für S_{NO_2} wurden in Tabelle 28 vernachlässigt. Sie waren im gesamten Betrachtungszeitraum $< 0,5 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$.

In den ersten beiden Betriebsphasen und den zugehörigen Intensivmessphasen herrschte vorwiegend Regenwetter. Dies ist auch an den geringen C_{CSB} - und S_{NH_4} -Zulaufkonzentrationen erkennbar. In der dritten und vierten Betriebsphase änderten sich die Wetterverhältnisse hin zu einem Mischklima. In beiden zugehörigen Intensivmessphasen herrschte Schneeschmelze bzw. abnehmender Regennachlauf. Die fünfte Betriebsphase erstreckte sich über mehrere Wochen, in denen nur an Trockenwettertagen Ganglinienanalytik betrieben wurde.

Der Trockensubstanzgehalt in den Belebungsbecken weist starke Schwankungen zwischen den einzelnen Betriebsphasen auf. Dies ist auf verschiedene verfahrenstechnische Probleme zurückzuführen. Zum einen führten Verstopfungen in der Verbindungsleitung zwischen Belebung und Nachklärung mehrfach zu einer Aktivierung des Notüberlaufes aus der Belebung, wodurch Bakterienmasse verloren ging und Trockensubstanz danach neu aufgebaut werden musste.

Zum zweiten traten Probleme bei der automatischen Überschussschlammnahme auf, da es aufgrund der Leitungsführung und des geringen Volumendurchsatzes (und damit der geringen Fließgeschwindigkeit) zu Entmischungen in den Schlauchleitungen kam und somit letztendlich weniger Bakterienchlamm aus dem System entfernt wurde, als aufgrund des Trockensubstanzgehaltes im Rücklaufschlamm berechnet war. Dieses Manko wurde durch nachträgliche manuelle Schlammnahmen aus den Belebungsbecken behoben. Analog wurde bei Pumpenausfall verfahren.

Zum dritten führten anhaltende Regenereignisse im Frühjahr 1999 des öfteren aufgrund der hydraulischen Belastung zu Schlammverlagerungen von der Belebung in die Nachklärung, was anschließend durch manuelles Eingreifen in die Steuerung der Rücklaufschlammpumpen behoben werden musste.

Hierin sind insgesamt die Ursachen für die starken Schwankungen beim TS_{BB} -Gehalt und infolge dessen beim Schlammalter und den Schlammbelastungen zwischen den einzelnen Betriebsphasen zu sehen. Generell war angestrebt – und dies wurde auch erreicht –, Schlammalter und Schlammbelastung in den verfahrenstechnischen Bereichen zu halten, in denen es nicht zu einer simultanen Schlammstabilisierung kommt. Dies konnte durch Analysen des entnommenen Überschussschlammes, bei denen der Anteil der organischen Trockensubstanz an der gesamten Trockensubstanz zwischen 61% und 68% lag, bestätigt werden.

Während der Intensivmesszeiträume waren die in Tabelle 28 genannten Randbedingungen konstant, da in diesen Zeiten die Versuchsanlage permanent personell besetzt war und somit Störfälle sofort erkannt und behoben werden konnten. Tabelle 29 enthält die Betriebsparameter und Ergebniszusammenstellung der ge-

samten Betriebsphasenzeiträume auf der analytischen Grundlage von Tagesmischproben.

Sowohl aus den Ergebnissen der Intensivmessphasen, der Ganglinienanalytik in der Betriebsphase 5 und der Tagesanalysen über alle Betriebsphasenzeiträume hinweg lassen sich folgende Erkenntnisse und Schlussfolgerungen darstellen:

6.7.1 Kohlenstoffabbau

Es wurde in allen Betriebsphasen eine nahezu vollständige C_{CSB}-Elimination erreicht. Der C_{CSB}-Überwachungswert von 90 mg · L⁻¹ wurde während des gesamten Untersuchungszeitraumes unabhängig von der Probenahmeart (2-Std.-Mischprobe oder mengenproportionale Tagesmischprobe) unterschritten.

Tabelle 29: Ergebnisse in den einzelnen Betriebsphasen (Edermünde)

		V1a	V1b	V2a	V2b	V3a	V3b	V4a	V4b	V5a	V5b
Temp,Ø	[C°]	11	11	9	9	12	12	13	13	14	14
t_{TS,Ø}	[d]							13,7	14,9	17,6	22,8
B_{TS,BSB,Ø}	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	-	-	0,07	0,06	0,05	0,06	0,05	0,05	0,06	0,04
B_{TS,CSB,Ø}	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,07	0,05	0,14	0,14	0,13	0,16	0,13	0,13	,015	0,12
TS_{BB,Ø}	[kg·m ⁻³]	3,6	4,4	3,5	3,7	3,8	3,2	3,1	3,1	2,5	3,4
C_{CSB,e,max}	[mg·L ⁻¹]	31	33	56	32	25	29	36	49	43	43
C_{CSB,e,Ø}	[mg·L ⁻¹]	28	28	24	24	21	24	25	27	28	27
η_{CSB,Ø}	[%;kg·kg ⁻¹]	77	77	84	84	87	87	85	85	88	89
TS_{e,max}	[mg·L ⁻¹]	10,0	16,5	10,8	10,0	7,1	4,6	11,0	7,8	8,0	8,6
TS_{e,Ø}	[mg·L ⁻¹]	4,8	7,3	3,0	2,6	3,1	2,2	3,6	2,7	3,2	2,1
S_{NH4e,max}	[mg·L ⁻¹]	0,6	1,7	4,6	5,0	4,9	8,6	0,6	3,1	0,6	0,3
S_{NH4e,Ø}	[mg·L ⁻¹]	0,3	0,5	1,2	1,7	1,5	4,6	0,3	1,1	0,2	0,2
η_{NH4,Ø}	[%;kg·kg ⁻¹]	99	98	93	90	91	82	98	96	99	99
S_{anorgN,e,max}	[mg·L ⁻¹]	34,6	29,1	20,1	21,3	17,9	21,2	17,5	18,5	22,4	20,4
S_{anorgN,e,Ø}	[mg·L ⁻¹]	30,5	26,7	13,7	15,6	15,1	17,8	13,2	14,2	17,9	15,6

6.7.2 Nitrifikation

Es wurde in den meisten Betriebsphasen eine nahezu vollständige Nitrifikation erreicht. Der S_{NH4}-Überwachungswert von 10 mg · L⁻¹ wurde zwar während des gesamten Untersuchungszeitraumes unabhängig von der Probenahmeart (2-Std.-Mischprobe oder mengenproportionale Tagesmischprobe) unterschritten, jedoch lassen sich in diesem Punkt qualitative Unterschiede erkennen. Im Rahmen der Intensivmessphasen wurde während der Verfahrensweisen V 1b, V 2a, V 2b und

V 3b keine vollständige Nitrifikation erreicht. In diesen Verfahrensweisen wurden die – bezogen auf alle betrachteten Anlagenkonfigurationen – kleinsten Nitrifikationsvolumina mit einem Anteil von nur 40% am Gesamtbelebungsvolumen sowohl für eine vorgeschaltete Denitrifikation als auch für eine Kaskadendenitrifikation untersucht. Dies ist als Hinweis darauf zu werten, dass das betrachtete Nitrifikationsvolumen zu klein ist. Die klimatischen Randbedingungen waren während der genannten Verfahrensweisen unterschiedlich, es herrschte jedoch in keiner der genannten Betriebsphasen Trockenwetter. Ein Vergleich der S_{NH4} -Eliminationsgrade der identischen Verfahrensweisen V 1b und V 2a belegt den Witterungseinfluss. Hierin ist jedoch nicht allein die Ursache für die unvollständige Nitrifikation zu sehen. Während der Intensivmessphase zur Betriebsphase 2 herrschten massive Regenwetterverhältnisse und die niedrigsten Temperaturen überhaupt im Untersuchungszeitraum (8°C bis 10°C). Unter diesen Bedingungen wurden die geringsten Nitrifikationsleistungen von 60% bis 76% registriert. Aber auch unter den Zulaufbedingungen der Betriebsphase 1 und besonders der Betriebsphase 3, in denen nicht diese extremen hydraulischen Zulaufverhältnisse vorlagen, wurde zwar eine erhöhte Nitrifikationsleistung von 90% bis 92%, aber keine vollständige Nitrifikation festgestellt.

6.7.3 Denitrifikation

Es wurde in keiner Betriebsphase der Überwachungswert für den Parameter S_{anorgN} mit ausreichender Sicherheit eingehalten. Dies ist unabhängig davon festzustellen, ob die Nitrifikation – wie zuvor dargelegt – mehr oder weniger vollständig ablief. Zu konstatieren ist über den gesamten Untersuchungszeitraum eine unzureichende Denitrifikation. Die zeitweise schwierigen klimatischen Bedingungen sind hierfür nicht allein als Ursache anzusehen wie die Ergebnisse der Betriebsphase 5 deutlich machen. Einen deutlichen Einfluß hat sicherlich die gegenwärtig hohe Aufenthaltszeit in der Vorklärung, wodurch für die Denitrifikation wertvolles Substrat verloren geht. Daraus resultiert ein als ungünstig einzustufendes C_{BSB}/C_{TKN} -Verhältnis. Dieses betrug beispielsweise für die Betriebsphase 5 (überwiegend Trockenwetter) im Durchschnitt 2,65 (bzw. $C_{TKN}/C_{BSB} = 0,38$). Bei Betrachtung des gesamten Untersuchungszeitraumes ändert sich dieses Verhältnis nur geringfügig ($C_{BSB}/C_{TKN} = 2,55$ bzw. $C_{TKN}/C_{BSB} = 0,39$). Da ein vollständiger Kohlenstoffabbau stattfindet, ist von einer Kohlenstofflimitierung als Ursache für die unvollständige Denitrifikation auszugehen.

An dieser Stelle kann bereits festgehalten werden, dass ein Leistungsvergleich der beiden Verfahrenstechniken (Kaskadendenitrifikation und vorgeschaltete Denitrifikation) weder Tendenzen für die bevorzugte Realisierung der einen oder anderen Betriebsweise aufzeigt noch überhaupt eindeutig zu entscheiden ist. Beide Verfahren führen in allen Situationen und bei allen Abwasserparametern zu annähernd identischen Ergebnissen.

6.7.4 Schlammindex

Der Schlammvolumenindex ISV wurde für die späteren Berechnungen auf der Grundlage von Messungen während des Versuchsbetriebes angesetzt. Hierzu wurde ein Zeitraum von ca. 6 Wochen betrachtet, der zum einen weitgehend störungsfrei ohne jeden Trockensubstanzabtrieb aus der Versuchsanlage war und zum zweiten mehrheitlich Trockenwettertage beinhaltete, so dass es nur selten zu hydraulisch indizierten Trockensubstanzverlagerungen aus der Belebung in die Nachklärung kam. In der folgenden Tabelle 30 sind die statistischen Daten des ISV und TS_{BB} der vorgeschalteten Denitrifikation und der Kaskadendenitrifikation für den betrachteten Zeitraum dargestellt. Der Trockensubstanzgehalt bzw. ISV der Kaskadendenitrifikation bezieht sich auf die letzte (d.h. zweite) Stufe der Kaskade vor dem Ablauf in das Nachklärbecken. Die zugehörigen Unterschreitungs-häufigkeiten folgen in Abbildung 27.

Tabelle 30: Statistik ISV-Auswertung, Datenanzahl: 44 (Edermünde)

	Vorgeschaltete Deni		Kaskadendi	
	TS _{BB} [kg·m ⁻³]	ISV [L·kg ⁻¹]	TS _{BB} [kg·m ⁻³]	ISV [L·kg ⁻¹]
Min	1,47	61	1,86	56
Max	3,32	121	3,42	130
Mittelwert	2,54	86	2,81	88
Variationskoeffizient	16%	17%	15%	23%
85-Perzentilwert		103,1		111,7

Es gibt im Technischen Regelwerk keine Auswerte- oder Bemessungsempfehlung für den Schlammindex, sondern nur die Angabe einer Bandbreite, in der sich der Schlammindex in Abhängigkeit von der Verfahrenstechnik und dem Anteil industrieller Abwässer i.a. bewegt. Dieses Spektrum liegt zwischen 100 L·kg⁻¹ bis 150 L·kg⁻¹. In Analogie zur statistischen Zulauffracht- und Zulaufwassermengen-ermittlung gemäß A 131 (Atv-Dvwk 2000) wurde bei der Auswertung des Schlammindizes Bezug auf den 85-Perzentilwert genommen. Dieser ergibt sich zu 103,1 L·kg⁻¹ für die vorgeschaltete Denitrifikation und 111,7 L·kg⁻¹ für die Kaskadendenitrifikation. Die nach Literaturangaben zu erwartende Verbesserung des Schlammindizes der Kaskadendenitrifikation im Vergleich zur vorgeschalteten Denitrifikation konnte – analog zu den Untersuchungen in Burgsolms – nicht beobachtet werden (siehe Abbildung 27).

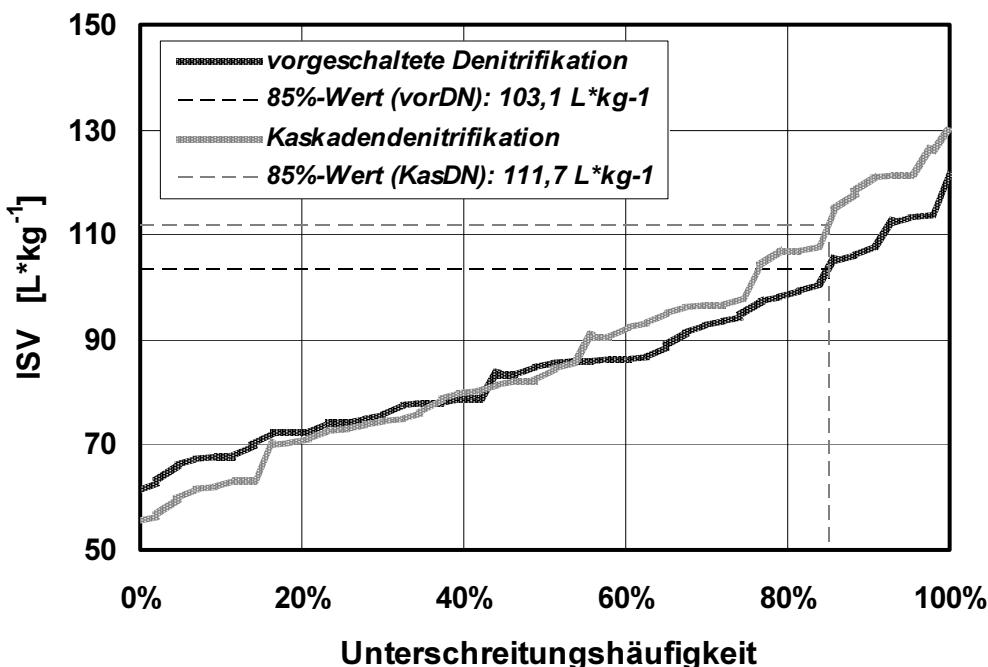


Abbildung 27: Schlammindex im Versuchsanlagenbetrieb (Edermünde)

6.8 Modellkalibrierung bei der dynamischen Simulation

6.8.1 Allgemeines

Die halbtechnische Versuchsanlage war verfahrenstechnisch hinter der großtechnischen Vorklärung angeordnet und wurde aus dem Ablauf dieser Vorklärstufe beschickt. Im halbtechnischen Maßstab wurde demzufolge keine Vorklärwirkung untersucht, gleichwohl wird die großtechnische Vorklärung auch nach der Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde in Betrieb bleiben.

Da beabsichtigt war, in den Prognosesimulationen für die zukünftige Verfahrenstechnik – anders als in Burgsolms – sowohl die Vorklärung als auch die Belebungsstufe zu erfassen, um die Auswirkungen unterschiedlicher Einleitstellen (Zulauf Vorklärung oder Zulauf Belebung) für das Prozesswasser beurteilen zu können, war es erforderlich, den Wirkungsgrad der Vorklärung anhand der Messphasen im Zulauf und Ablauf der Vorklärung separat von der halbtechnischen Belebungsstufe zu kalibrieren.

Diese voneinander getrennten Kalibrierungen der großtechnischen Vorklärung und der halbtechnischen Belebungsstufe werden nachfolgend dargestellt.

6.8.2 Vorklärung der Großanlage

In der Theorie der Abwasserreinigung kommt einer Vorklärung eine rein mechanische Absetzwirkung zu. Biologische Stoffwechselprozesse sind nicht beabsichtigt.

In der Praxis ist jedoch nicht auszuschließen, dass durch Bakterienschlamm, der bereits in der Kanalisation gebildet wurde oder durch Fällschlamm, der in die Vorklärung gelangt, Eliminationsprozesse auch gelöster Verbindungen in der Vorklärung bereits stattfinden. Es gibt zurzeit kein Simulationsmodell, das solche Vorgänge abbildet. Das in dem hier verwendeten Programm Simba (IFAK 1997) enthaltene Vorklarbeckenmodell berücksichtigt insofern lediglich die teilweise Elimination der partikulären CSB-Fraktionen X_I , X_S , X_{BH} und X_{ND} . Dieser Umstand muss berücksichtigt werden, wenn die Qualität der Übereinstimmung von gemessenen mit simulierten CSB-Ganglinien beurteilt wird.

Im Rahmen der Modellkalibrierung wurde die Fraktionierung an einigen Stellen sowohl auf der Grundlage von Messungen als auch iterativ geändert, um bessere Übereinstimmungen zwischen Mess- und Simulationsdaten zu erreichen.

Messtechnisch erlangt man für die Simulation Aufschlüsse durch die Messungen des filtrierten und unfiltrierten CSB im Zulauf zur Kläranlage und des unfiltrierten CSB im Ablauf des Nachklärbeckens. Durch diese Daten lässt sich dem CSB im Zulauf bereits ein gelöster und ein partikulärer Anteil zuordnen. Geht man weiterhin von einem feststofffreien Ablauf aus dem Nachklärbecken aus, so stellt der gemessene CSB im Ablauf den Anteil des inerten, gelösten CSB (S_I) dar.

Der Fraktionierungsansatz von BORNEMANN et al. (1998) für den Betrachtungsort *Zulauf Vorklärung* wurde entsprechend dieser Vorgehensweise an folgenden Stellen abgeändert:

Tabelle 31: CSB-Fraktionierung Zulauf Vorklärung (Edermünde)

Stoffgruppe		Fraktionierung
S_e	Biologisch rasch abbaubare, gelöste, organische Stoffe (Substrat) [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	12 % vom CSB
X_i	Biologisch inerte, partikuläre organische Stoffe [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	40 % vom CSB
X_s	Biologisch langsam abbaubare organische Stoffe [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	25 % vom CSB
X_{BH}	Aktive heterotrophe Biomasse [$\text{gCSB} \cdot \text{m}^{-3}$]	18 % vom CSB

Für die Kläranlage Edermünde ist nun zu berücksichtigen, dass vor der Vorklärung zeitweise Stoffströme miteinander vermengt werden, die nicht die gleiche CSB-Fraktionierung aufweisen. Dies gilt für den Überschussschlamm, der nachts in das Unterwasser des Zulaufpumpwerkes gefördert wird und zusammen mit dem Primärschlamm aus dem Vorklarbecken abgezogen wird.

Aus diesem Grund und auch wegen des zeitlich diskontinuierlichen Anfalls musste dieser Stoffstrom separat fraktionsiert werden. Dabei wurden die rasch abbaubaren CSB-Fraktionen S_s und X_s zu Null gesetzt, die inerten Fraktionen reduziert ($S_I = 1\%$, $X_I = 5\%$) und der übrige CSB der heterotrophen Biomasse zugeordnet. Ansonsten wurde für den Überschussschlamm der Fraktionierungsansatz aus der Tabelle 7 verwendet.

Kalibriert wurde das Modell anhand der C_{CSB}-Ganglinien von zwei Trockenwettertagen während der Zulaufmessphase im Juni 1999. Das Ergebnis ist in Abbildung 28 dargestellt. Zum Vergleich wurde in die Abbildung das Ergebnis einer Simulation ohne getrennte Stoffstromfraktionierung mit aufgenommen.

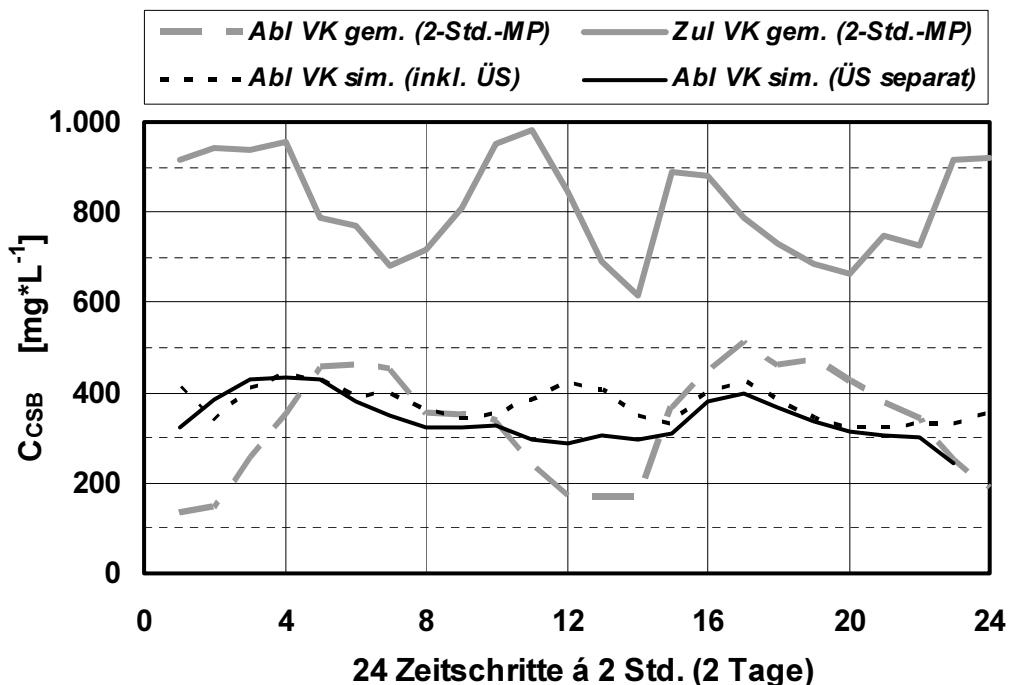


Abbildung 28: Kalibrierung des Vorklarbeckenwirkungsgrades

Die Auswirkung dieser separaten Fraktionierung zeigt sich ist bei Betrachtung der simulierten C_{CSB}-Ablaufganglinien vor allem im mittleren Bereich des betrachteten Zeitraumes. Während bei einer Gesamtfraktionierung die Maxima der C_{CSB}-Ablaufkonzentration zu Beginn und am Ende des betrachteten Zeitraumes abgebildet werden können, wird zur Zeit des gemessenen Minimalwertes ein weiteres C_{CSB}-Maximum simuliert. Dies erklärt sich daraus, dass sich in realiter der vollständige Abzug des eingeleiteten Überschussschlammes auf die C_{CSB}-Ablaufkonzentration auswirkt, in der Simulation jedoch nicht „erkannt“ werden kann.

Im Bereich der C_{CSB}-Minima sind die Unterschiede zwischen gemessenen und simulierten Konzentrationen vergleichsweise hoch, was jedoch als Indiz dafür zu werten ist, dass auch in der Vorklärung bspw. durch den eingeleiteten Fällschlamm bereits gelöster CSB (S_{CSB}) abgebaut wird.

Eine gute Übereinstimmung ergibt ein Vergleich der über den Simulationszeitraum gemittelten C_{CSB}-Ablaufkonzentrationen. Dieser Wert ergibt sich aus den Labormessungen zu 321 mg·L⁻¹ und aus der Simulation zu 335 mg·L⁻¹.

Die nachstehende Abbildung 29 zeigt für den gleichen Betrachtungszeitraum die gemessenen und simulierten S_{NH4} -Konzentrationen. Die Elimination von S_{NH4} ist im Vorklärbecken ausschließlich auf die Entfernung von Trockensubstanz zurückzuführen. Auch hier ergibt sich zwischen Laboranalytik und Simulation eine gute Übereinstimmung.

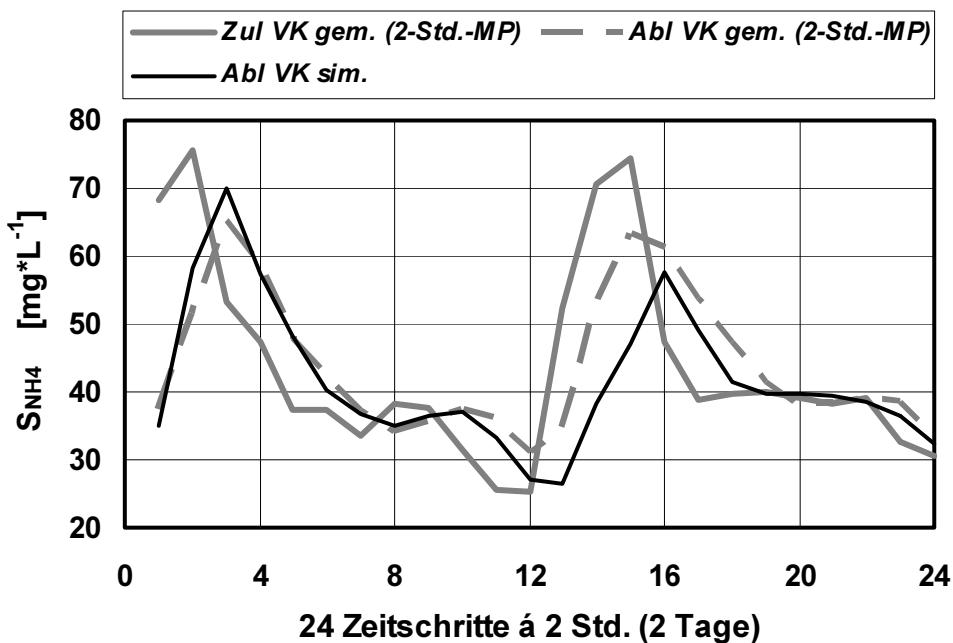


Abbildung 29: Vergleich der S_{NH4} -Konzentrationen im Ablauf des Vorklärbeckens

Da im Grundsatz alle Becken als voll durchmischte Reaktoren behandelt werden, wurde in dieser Simulation das Vorklärbecken in mehrere hintereinander geschaltete Reaktoren unterteilt, um somit den Charakter eines längsdurchströmten Beckens, nämlich Gradienten von Stoffkonzentrationen entlang der Hauptachse des Reaktors, zu berücksichtigen.

6.8.3 Halbtechnische Verfahrenstechniken

Grundlage für die Kalibrierung bilden die ausgewählten Zeitintervalle, die als repräsentativ für den jeweiligen Betriebszustand gelten können. Die als repräsentativ anzusehenden Zeitintervalle wurden - außer in der Betriebsphase 5 - stets auf das Ende einer Betriebsphase gelegt, da je nach Umfang der Betriebsänderung die Versuchsanlagen mehr oder weniger Zeit benötigen, um ein neues biochemisches Gleichgewicht einzustellen. Für die Kalibrierung sind nur solche Zustände verwertbar, die einem Gleichgewichtszustand entsprechen.

Die Durchführung der halbtechnischen Untersuchungen wurde im Frühjahr durch anhaltende Regenwetterperioden ungünstig beeinflusst. Die Belebungsstufe einer Kläranlage war zum Zeitpunkt der Untersuchungen im Frühjahr 1999 für Trocken-

wetterbedingungen auszulegen. Dies änderte sich mit Erscheinen der Neufassung des A 131 (Atv-Dvwk 2000). Dort werden die Belastungsdaten ohne Berücksichtigung der klimatischen Verhältnisse ermittelt. Gleichwohl ist die Modellkalibrierung für Trockenwetterdaten anzuraten, da nur für diese Verhältnisse der Fraktionierungsansatz und der biokinetische Modellparametersatz (siehe Kap. 4.3.1) gelten.

Aus diesem Grund ist die Kalibrierung mit den Gangliniendaten aus der Betriebsphase 5 durchzuführen, da in den Intensivmessphasen der Betriebsphasen 1 bis 4 jeweils mehr oder weniger starke Regeneinflüsse zu verzeichnen waren.

Betrachtet wurden für die Kalibrierung die Ganglinienmessungen zwei Zeiträume von je zwei Trockenwettertagen. Während der zweiten Messperiode am 31.5 und 01.06. kam es infolge defekter Frequenzumrichter zu Störfällen bei der Zulaufbeschickung. Dies führte dazu, dass die Versuchsanlagen in dieser zweiten Messphase statisch beschickt wurden. Dies wurde entsprechend in der Simulation berücksichtigt.

Nach der bereits in Kap. 6.8.2 geschilderten Vorgehensweise wurde für die Kalibrierung der Belebungsmodelle folgende, gegenüber Tabelle 7 geänderte CSB-Fraktionierung für den Betrachtungsort *Ablauf Vorklärung* gewählt:

Tabelle 32: CSB-Fraktionierung *Ablauf Vorklärung (Edermünde)*

Stoffgruppe		Fraktionierung
X_i	Biologisch inerte, partikuläre organische Stoffe [gCSB·m ⁻³]	2 % vom CSB
X_s	Biologisch langsam abbaubare organische Stoffe [gCSB·m ⁻³]	56 % vom CSB

Diese CSB-Fraktionierung ist nur für die in diesem Kapitel beschriebenen Simulationen von Bedeutung. Bei den späteren Prognosesimulationen wird den hier verwendeten Belebungsmodellen das Vorklärbeckenmodell aus dem Kap. 6.8.2 vorangestellt, so dass dann auch die Eingangsfraktionierung aus Kap. 6.8.2 zu verwenden ist.

Die folgenden Abbildung 30 und Abbildung 31 zeigen den Vergleich gemessener und simulierter Stickstoffablaufkonzentrationen für die Betriebsweisen V 5a (vorgeschaltete Denitrifikation (45% V_D , 55% V_N) und V 5b (Kaskadendenitrifikation (50% V_D , 50% V_N) + Zulaufaufteilung gemäß $B_{TS, \text{Kaskade 1}} = B_{TS, \text{Kaskade 2}}$)).

Bei den gemessenen Daten handelt es sich ausschließlich um Analysen von 2-Std.-Mischproben.

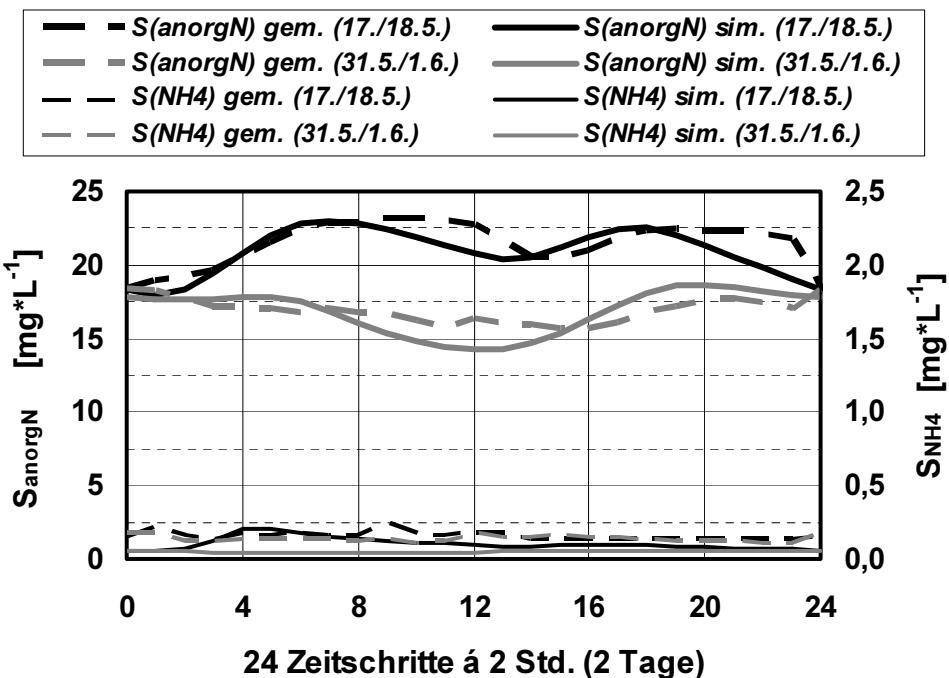


Abbildung 30: Kalibrierung der vorgeschalteten Denitrifikation (Betriebsphase 5)

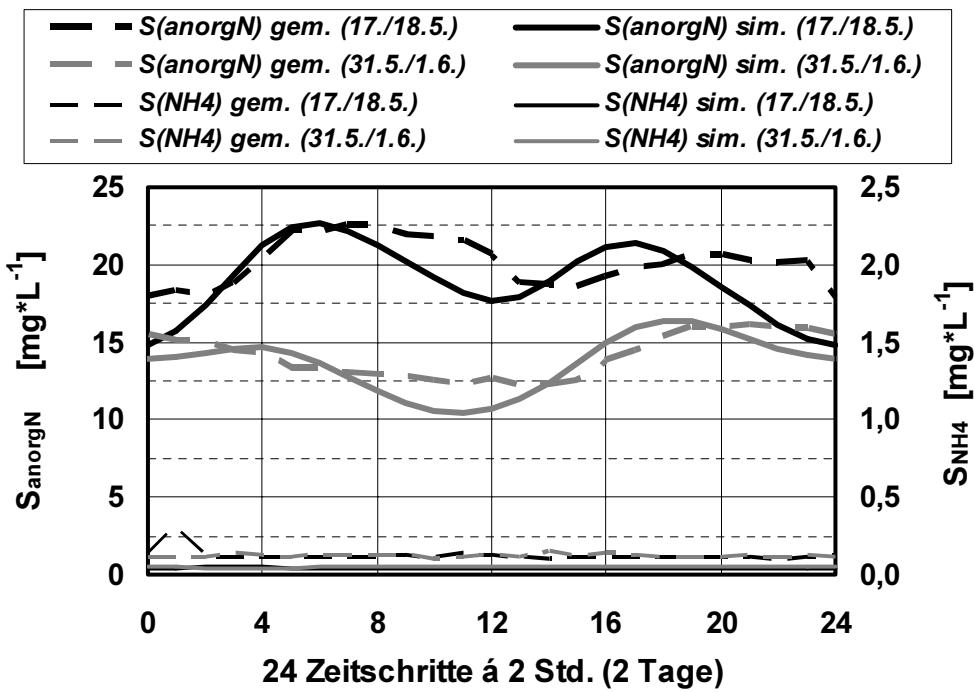


Abbildung 31: Kalibrierung der Kaskadendenitrifikation (Betriebsphase 5)

Die gemessene vollständige Nitrifikation bei beiden Anlagen kann durch die Simulation jeweils abgebildet werden. Günstig wirken sich für die Nitrifikation sicherlich die zur Jahresmitte hin ansteigenden Abwassertemperaturen, die während des Betrachtungszeitraumes zwischen 15°C und 17°C lagen, aus.

Auch die S_{anorgN} -Ablaufganglinien weisen eine gute Übereinstimmung auf. Sowohl die Gangliniencharakteristik als auch die Extrema der S_{anorgN} -Konzentrationen können in dieser Simulation für beide Verfahrensweisen nachgestellt werden. Es ist jedoch zu erkennen, dass die Extremwerte zeitlich gegeneinander verschoben sind. Dies ist durch die Tatsache erklärbar, dass die Ausgangssituationen der beiden Ganglinienverläufe vor dem dargestellten Zeitraum voneinander abweichen. Während das Modell mit den Daten des dargestellten Zeitraums kalibriert wurde, herrschten in realiter vor diesem Betrachtungszeitraum sowohl bezüglich der Schmutzfrachtablastung als auch der hydraulischen Belastung andere Zulaufverhältnisse.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass eine erfolgreiche Kalibrierung ohne Eingriff in den biokinetischen Standardparametersatz erzielt wurde. Dies bedeutet, dass die zu erwartende Belebtschlammzusammensetzung bzw. biokinetische Charakterisierung des Belebtschlammes bei der Verfahrenserweiterung der Kläranlage Edermünde auf eine weitgehende Stickstoffelimination hin sich nicht von der Belebtschlammzusammensetzung vergleichbarer Kläranlagen unterscheidet. Somit liefern die Untersuchungen an der halbtechnischen Versuchsanlage ein weiteres Indiz für die Richtigkeit und Allgemeingültigkeit des verwendeten Standardparametersatzes.

Weiterhin belegen die Abbildung 30 und die Abbildung 31 nochmals, dass ein Leistungsvergleich der beiden Verfahrenstechniken (Kaskadendenitrifikation und vorgeschaltete Denitrifikation) keine Tendenzen für die bevorzugte Realisierung der einen oder anderen Betriebsweise aufzeigt. Eine exakte Aussage wird jedoch dadurch erschwert, dass die Anlagen während des dargestellten Zeitraumes nicht in demselben Schlammbelastungsbereich (aufgrund unterschiedlicher TS_{BB} -Konzentrationen) betrieben wurden. Es ist abschließend jedoch zu vermuten, dass aufgrund einer Kohlenstofflimitierung, die ihre Gründe auch in der zurzeit sehr langen Aufenthaltszeit in der Vorklärung hat, die verfahrenstechnischen Vorteile einer Kaskadendenitrifikation nicht zum Tragen kommen.

Da jedoch örtliche bzw. bauliche Gegebenheiten auf der Kläranlage Edermünde ohnehin eher den Betrieb einer vorgeschalteten Denitrifikation bei einer konventionellen Erweiterung nahe legen – sofern eine andere Verfahrensweise sich in den halbtechnischen Untersuchungen nicht eindeutig als vorteilhaft herausstellte –, wird auf eine tiefer gehende Analyse der Leistungsunterschiede verzichtet.

Da im Grundsatz alle Becken als voll durchmischte Reaktoren behandelt werden, wurden auch in dieser Simulation entsprechend den Erläuterungen in Kap. 6.8.2 die Denitrifikationszone und die Nitrifikationszone in mehrere hintereinander geschaltete Reaktoren unterteilt.

Im Weiteren wurden anhand der kalibrierten Simulationsmodelle sowie der ermittelten Grundlagendaten (Kap. 6.3.4) Simulationsrechnungen als Prognosesimula-

tionen für den Ausbauzustand durchgeführt. Dabei wurden der dargestellte Fraktionierungsansatz und der biokinetische Standardparametersatz auch auf die untersuchten Verfahrensweisen angewendet, die aus klimatischen Gründen nicht unter Trockenwetterbedingungen gesondert kalibriert werden konnten.

In diesem Kontext sei auf eine Untersuchung einer Hochschularbeitsgruppe hingewiesen, die die Notwendigkeit einer veränderten Zulauffraktionierung (Zunahme von X_S und X_I , Abnahme von S_S) bei Mischwasserverhältnissen an einem Fallbeispiel betrachtete. Fazit: Die Notwendigkeit einer veränderten Zulauffraktionierung am Schnittpunkt Kanal-Kläranlage im Fall von Mischwasserzulauf erscheint bei Betrachtung der Ablaufkonzentrationen nicht gegeben. Eine getrennte bzw. dynamische RW/TW-Fraktionierung führte zu keinem verbesserten Abgleich zwischen Mess- und Simulationsdaten (SEGGELKE et al. 2000).

6.9 Bemessung

6.9.1 Nachklärung

6.9.1.1 Allgemeines

Für die Kläranlage Edermünde werden zwei Hauptvarianten untersucht:

- ⇒ Nachrechnung der vorhandenen Nachklärung
 - im Hinblick auf erforderliche Ertüchtigungsmaßnahmen und eine Weiternutzung für den Ausbauzustand und
- ⇒ Bemessung der Nachklärung als komplettes Neubauvolumen.

Der maximale Mischwasserzufluß Q_m beträgt $170 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$ ($= 612 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$). Weitere Erläuterungen sind im Kap. 5.9.1.1 enthalten.

6.9.1.2 Vorhandenes Nachklärbecken

Für das vorhandene Nachklärbecken (siehe Abbildung 32) ist hinsichtlich seiner geometrischen Ausbildung anzumerken, dass die Beckentiefe nicht den Anforderungen des Arbeitsblattes-A 131 (ATV-DvwK 2000) entspricht, sondern am Übergang zum Absetztrichter (vorhanden sind 3,38 m gegenüber den geforderten 4,00 m) und auf $\frac{2}{3}$ des Fließweges (vorhanden sind 2,79 m gegenüber den geforderten 3,00 m) zu flach ist. Das Becken weist baulich einen Freibord (Höhdifferenz zwischen Beckenkante und maximalem Wasserspiegel in der Nachklärung) von 0,68 m auf. Gemäß einer Vorplanung aus dem Jahr 1990 war vorgeschlagen, Tauchwand und Zahnschwelle um 20 cm hoch zu setzen. Diese Maßnahme orientiert sich an der Wassertiefe bei $\frac{2}{3}$ des Fließweges, die dann exakt 3,00 m betragen würde und an der Vorgabe der DIN 19552, eine Freibordhöhe von 40 cm nicht zu unterschreiten. Sie berücksichtigt jedoch nicht, dass die erforderliche Tiefe am

Übergang zum Absetztrichter mit 3,58 m gegenüber den erforderlichen 4,00 m
nach wie vor nicht eingehalten würde.

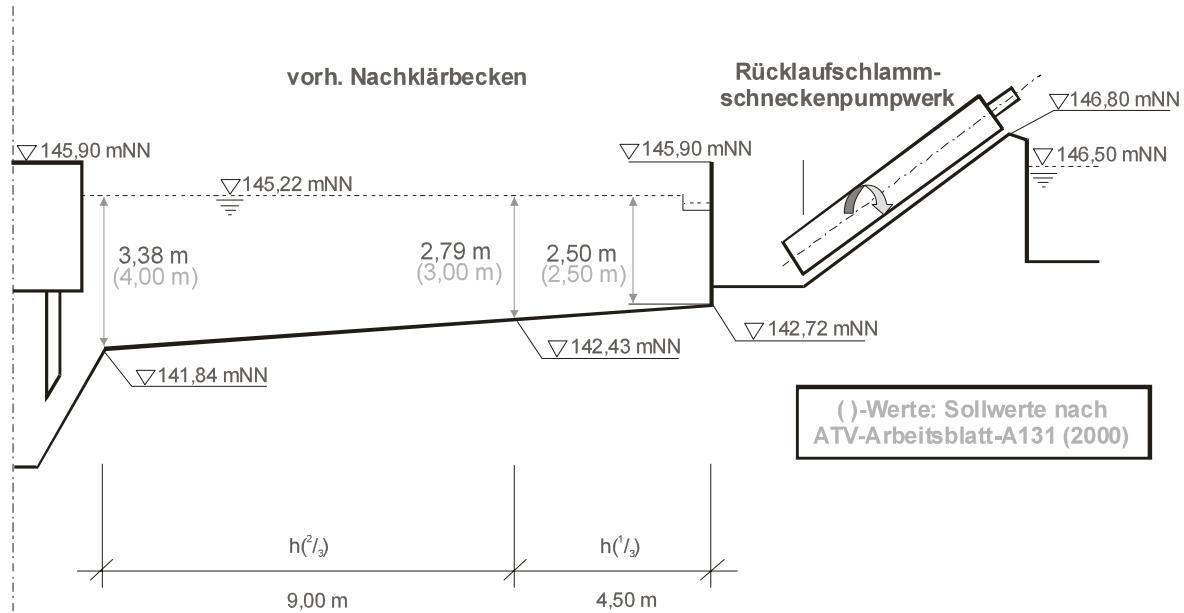


Abbildung 32: Schnittskizze des vorhandenen Nachklärbeckens



Abbildung 33: Schlammabtrieb im vorhandenen Nachklärbecken

Gleichzeitig war zu beobachten, dass die gegenwärtige Leistungsfähigkeit des Nachklärbeckens unter den hydraulischen Bedingungen einer geringeren maximalen Mischwassermenge Q_m ($140 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$) bereits Defizite aufweist, wie Abbildung 33 verdeutlicht (zum Zeitpunkt der Aufnahme herrschten Trockenwetterbedingungen).

Die Nachrechnung des vorhandenen Nachklärbeckens wird für zwei Szenarien durchgeführt:

- ⇒ Erhöhung des Wasserspiegels durch Erhöhung der Zahnschwelle um 20 cm und
- ⇒ A 131-konforme Ertüchtigung des Nachklärbeckens durch bauliche Aufstockung des Beckens.

Um einen maximalen Trockensubstanzgehalt in der Belebungsstufe TS_{BB} zu erhalten, der dort wiederum zu einem geringeren Volumenbedarf führt, werden die Parameter Rücklaufverhältnis bei Regenwetter ($RV_{RW} = 0,75$) und Eindickzeit ($t_E = 2 \text{ Std.}$) mit den im A 131 genannten Maximalwerten angesetzt.

Die Nachrechnung des vorhandenen Nachklärbeckens für eine Erhöhung des Wasserspiegels um nur 20 cm ergibt eine Unterdimensionierung in der Größenordnung von ca. 2% bei einem Trockensubstanzgehalt in der Belebungsstufe TS_{BB} von $3,50 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$.

Die Vorgaben des A 131 werden komplett eingehalten, wenn der Wasserspiegel im Nachklärbecken um 62 cm erhöht wird. Es ergibt sich dann eine Überkapazität von ca. 14%.

Hierzu wären umfangreiche bauliche Maßnahmen wie z.B. eine Nachklärbecken-aufstockung um ca. 50 cm (vorbehaltlich einer statischen Überprüfung), die Ertüchtigung des Mittelbauwerkes, die Neugestaltung der Ablaufrinne und der Umbau des Nachklärbeckenräumers erforderlich.

Darüber hinaus ist die weitere hydraulische Schlammführung abzusichern. Insbesondere ist bei einer entsprechenden Verfahrenstechnik zu prüfen, ob ein Rückpumpen in die jetzige Vorklärstufe – sofern die zukünftige Verfahrenstechnik eine anaerobe Beckenzone zur biologischen Phosphatelimination beinhaltet – mit dem vorhandenen Schneckenpumpwerk noch möglich ist.

6.9.1.3 Ertüchtigung mit Hilfe von Lamellenabscheidern

Eine weitere Möglichkeit kann darin bestehen, die Belebungsstufe in der Ablauftzone mit Lamellenabscheidern auszurüsten und somit das Nachklärbecken mit einem geringeren Trockensubstanzgehalt zu beaufschlagen. Diese Überlegung schließt an das vorgenannte Berechnungsergebnis an, demzufolge die vorhandene Nachklärung bei einer hydraulischen Aufstockung von 20 cm die geforderte hydraulische Leistungsfähigkeit annähernd ($\approx 98\%$) erreicht. Ein solcher Betrieb ändert nichts an dem Sachverhalt, dass die geometrische Gestaltung des Nach-

klärbeckens - auch mit dem vorgeschalteten Betrieb von Lamellenabscheidern - nicht dem Stand der Technik entspricht.

Es ließe sich jedoch durch eine solche Verfahrensvariante erreichen, dass der dem Nachklärbecken zulaufende Trockensubstanzgehalt TS_{BB} reduziert wird und das Nachklärbecken dadurch hydraulisch deutlich überdimensioniert wird. Gleichzeitig kann durch eine solche Maßnahme der Schlammindex positiv beeinflusst werden, da sich gut sedimentierbarer Schlamm bereits in den Lamellenpaketen in der Belebung absetzt, Bakterienstämme mit schlechteren Absetzeigenschaften dagegen im Nachklärbecken in den Rücklaufschlammstrom eingehen, aus dem dann der Überschussschlamm entnommen wird. Besser absetzbare Bakterien können demzufolge den Selektionsvorteil nutzen und sich entsprechend vermehren. Dieses Verhalten konnte auch in Langzeitversuchen belegt werden (PLAß 1997). Inwieweit dadurch die Nachteile einer zu flach geneigten Beckensohle kompensiert werden können, lässt sich nicht prognostizieren.

Wird eine Lamellenabscheidung in der Belebung derart bemessen, dass der dem Nachklärbecken zufließende TS_{BB} -Gehalt auf $3,0 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bzw. $2,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ sinkt, ergibt sich für das Nachklärbecken eine 20%ige bzw. eine 45%ige hydraulische Überdimensionierung. Für die Belebungsstufe ergibt sich dann der Einbau von Lamellenabscheidern mit einem Flächenbedarf von 150 m^2 und 330 m^2 .

6.9.1.4 Neue Nachklärung

Sofern eine Prüfung der hydraulischen Situation zum Ergebnis hat, dass eine A131-konforme Beckenerhöhung eine zusätzliche Hebung des Abwasser-Belebtschlamm-Gemisches erforderlich macht, ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt auch nicht auszuschließen, dass der komplette Neubau eines Nachklärbeckens in Erwägung gezogen wird. Daher wird auch diese Variante bemessungstechnisch dargestellt. Dies errechnet sich nach dem A 131 unter Ansatz einer maximalen Schlammvolumenbeschickung von $500 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ zu ca. 2.000 m^3 . Bei einer Beckentiefe von 4,0 m bis 5,0 m (Randwassertiefe bis Trichterübergang) ergibt sich ein Beckendurchmesser von rund 28 m.

6.9.1.5 Ergebniszusammenstellung

In der nachfolgenden Tabelle 33 sind die Ergebnisse zusammengestellt.

Tabelle 33: Ergebnisse der Nachklärbeckenberechnungen (Edermünde)

Parameter	Einheit	NKB _{vorhanden}				NKB _{neu}	
		Aufstockung		Lamellenabscheider			
		20 cm	62 cm	Variante 1	Variante 2		
ISV	[L·kg ⁻¹]	105					
t _E	[h]	2,0					
RV _{RW}	[·]	0,75					
hydraulische Kapazität Q/Q _m	[%]	98	114	120	145	100	
q _{sv}	[L·m ⁻² ·h ⁻¹]	314	367	331	336	500	
TS _{BB}	[kg·m ⁻³]	3,50	3,50	3,00	2,50	3,50	
h _{Rand} ($\geq 2,5$ m)	[m]	2,71	3,12	2,71	2,71	4,09	
h _{2/3} ($\geq 3,0$ m)	[m]	3,00	3,42	3,00	3,00	4,48	
h _{Trichter} ($\geq 4,0$ m)	[m]	3,58	4,00	3,58	3,58	5,28	
Lamellenfläche ^{*1)}	[m ²]	-	-	152	327	-	

*1): in die Belebungsstufe einzusetzende Lamellenfläche

6.9.2 Belebung

6.9.2.1 Stationäre Bemessung (A 131 und HSG-Ansatz)

Es gelten analog die allgemeinen Ausführungen zur Bemessung und zum Ansatz der mittleren Ablaufkonzentrationen aus Kap. 5.9.2.1 der Kläranlage Burgsolms auch für die Kläranlage Edermünde.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass im zukünftigen Betrieb - bezogen auf mittlere Trockenwetterverhältnisse - eine Aufenthaltszeit t_R in der Vorklärung von ca. 1 Stunde anzusetzen ist und der Wirkungsgrad der Vorklärung unter diesen Betriebsbedingungen gemäß A 131 (Atv-Dvwk 2000) bzw. A 198 (Atv-Dvwk E 2002) angesetzt wurde.

Der Trockensubstanzgehalt TS_{BB} wurde in den Berechnungen aufgrund der Nachklärbeckenleistung mit 3,50 kg·m⁻³ angesetzt. Die Ergebnisse nach dem A 131 (Atv-Dvwk 2000) und nach dem HSG-Ansatz (BÖHNKE et al. 1989, HSG/DOHMANN 1993) sind Tabelle 34 zu entnehmen. In der letzten Spalte sind die prozentualen Differenzen angegeben.

Mit Ausnahme der Aufteilung der anoxischen und aeroben Beckenzonen sind keine relevanten Unterschiede in den Ergebnissen beider Bemessungsansätze zu verzeichnen.

Tabelle 34: Ergebnisse der Belebungsbeckenbemessung (Edermünde)

Parameter	Einheit	Ergebnis		
		A 131	HSG	Diff
V_{RR}	[m ³]	3.802	3.924	-3,2%
V_D	[m ³]	1.112	1.632	-46,8%
	[%]	29,3	41,6	
V_N	[m ³]	2.670	2.292	14,2%
	[%]	70,7	58,4	
erf. Denitrifikationskapazität	[kgNO ₃ -N·kgBSB ₅ ⁻¹]	0,129	0,143	-10,9%
t_{TS}	[d]	14,1	13,8	2,3%
$\ddot{U}S_d$	[kgTS·d ⁻¹]	941	994	-5,6%
	[kgTS·kgBSB ₅ ⁻¹]	1,144	1,208	
$OV_{Betrieb}$	[kgO ₂ ·d ⁻¹]	1.245	1.285	-3,2%
$S_{anorgN,AN,Spitze}$	[mg·L ⁻¹]	-	19,0	-
$S_{NH4,AN,Spitze}$	[mg·L ⁻¹]	-	8,0	-

Zusätzlich zu den Ergebnisparametern des A 131 sind für die Berechnung nach HSG auch die Spitzenablaufkonzentrationen der Stickstofffraktionen S_{anorgN} und S_{NH4} angegeben, die jeweils im Bereich der gültigen Überwachungswerte liegen (bzw. sie beim Parameter S_{anorgN} sogar überschreiten). Allein schon deshalb rechtfertigen sie eine Überprüfung durch die dynamische Simulation, da davon auszugehen ist, dass im Ergebnis dieser stationären Bemessung ohne weitere dynamische Betrachtung in Kenntnis der nach HSG ermittelten Spitzenablaufkonzentrationen ein Belebungs volumen von deutlich über 4.000 m³ realisiert werden würde.

6.9.2.2 Prognosesimulationen

6.9.2.2.1 Berücksichtigung der Vorklärung

In den Simulationsmodellen für die großtechnische Anlage waren sowohl das Vorklärbecken als auch die Modelle der verschiedenen Belebungsstufen zusammengefügt. Alle Rechnungen wurden für eine Bemessungstemperatur von 10°C durchgeführt. Die Größe des Vorklärbeckens wurde in drei Stufen variiert ($V_{VK} = 90 \text{ m}^2, 135 \text{ m}^2 \text{ oder } 270 \text{ m}^3$ (IST-Zustand)).

Erwartungsgemäß hat die Größe des Vorklärbeckens einen Einfluss auf die Ablaufkonzentration von C_{CSB} bzw. C_{BSB} . Die folgende Tabelle 35 zeigt die unterschiedlichen C_{CSB} -Ablaufkonzentrationen aus dem in der Größe variierten Vorklärbecken auf der Grundlage der Simulationsläufe. Angegeben sind die Bereiche der täglichen Schwankungen.

Tabelle 35: $C_{CSB,ZB}$ -Konzentration im Ablauf der Vorklärung (Edermünde)

Vorklärbeckengröße [m^3]	C_{CSB} -Ablaufkonzentration [$mg \cdot L^{-1}$]
90	330 bis 430
135	300 bis 400
270 (IST-Zustand)	265 bis 340

Daraus ergibt sich, dass bei einer Halbierung des Vorklärbeckens ein sich günstig auswirkender Substratgewinn für die anschließende Denitrifikationsstufe von ca. 15% zu erwarten ist. Die Durchflußzeit t_R in der Vorklärung beträgt bei Trockenwetter 25 Min. bis 45 Min., bei Regenwetter ca. 15 Min. Eine weitere Verkleinerung auf unter 135 m^3 wird nicht empfohlen, da die Aufenthaltszeiten dann derart gering werden (ca. 15 Min. bis 25 Min. bei Trockenwetter, bei Regenwetter ca. 9 Min.), dass die eigentliche Absetzwirkung der Vorklärung gefährdet erscheint.

6.9.2.2.2 Allgemeines zur Simulation der Belebungsstufe

Mit Hilfe der kalibrierten Simulationsmodelle und der in Kap. 6.3.4 dargestellten Bemessungsgrundlagen können Simulationsläufe – quasi als Prognose für den großtechnischen Ausbauzustand – durchgeführt werden. Dazu wurden die relevanten täglichen Bemessungsfrachten (C_{CSB} und S_{NH4}) und die Zulaufwassermenge mit den ermittelten Tagesganglinien überlagert, um auf diese Weise die Zulaufwassermenge und die Frachtkonzentrationen in einer zeitlichen Auflösung von 2 Stunden zu erhalten. Mit diesen Daten wurde die Simulation durchgeführt, bis die Modelle einen stationären Zustand (sog. Gleichgewichtszustand) zeigten.

Bereits im Kap. 6.4 wurde auf den Größenfaktor zwischen Großanlage und Versuchsanlage hingewiesen. Dieser lag bei etwa 4.000, woraus sich ein simuliertes Volumen von ca. 2.400 m^3 ergibt. Für die Simulationsrechnungen war dieses Volumen zu erhöhen, da während der Messphasen häufig Überschreitungen der Stickstoff-Überwachungswerte festzustellen waren. Allerdings lagen – gleichzeitig vollständiger Nitrifikation – die S_{anorgN} -Ablaufkonzentrationen, wie die Abbildung 30 und Abbildung 31 zeigen, in einer Größenordnung von max. 25 $mg \cdot L^{-1}$. Daher erschien für die Prognosesimulation eine Volumenerhöhung auf ein Maß von ca. 3.800 m^3 , wie es die stationäre Bemessung ergab, unverhältnismäßig hoch. So wurde nach einer iterativen Annäherung ein Belebungsvolume von 3.300 m^3 für die Prognosesimulation gewählt.

In den Prognosesimulationen bzw. in der verfahrenstechnischen Auswahl der betrachteten Varianten wurden auch zwei weitere Aspekte bereits berücksichtigt.

Zum einen wurde aus Gründen der vorhandenen Bausubstanz bzw. Baugeometrie sowie aufgrund der Tatsache, dass die Kaskadendenitrifikation keine nennenswerten Leistungsvorteile gegenüber der vorgesetzten Denitrifikation erkennen ließ, davon abgesehen, Varianten der Kaskadendenitrifikation zu betrachten. Soll näm-

lich das vorhandene Belebungsbecken in den neuen Verfahrensablauf integriert werden, so ist dieses zu kaskadieren und teilweise mit einer Druckbelüftung auszustatten, die jedoch aufgrund der geringen Einblastiefe von max. 3,00 m einen erhöhten energetischen Aufwand (\Rightarrow Betriebskosten) mit sich bringt. Im Ergebnis wurden daher alle halbtechnisch untersuchten Varianten auf die Vorzugsvariante einer vorgeschalteten Denitrifikation reduziert.

Zum zweiten wurde ein zusätzliches Anaerobvolumen von 135 m³ (entspricht dem vorhandenen, umzunutzenden halben Vorklärbecken) vorgesehen, um später Bedingungen einer teilweisen biologischen Phosphatelimination zu schaffen. Zu diesem Zweck wird $\frac{1}{3}$ des Rücklaufschlamms in diese Anaerobzone eingeleitet. Ausgangspunkt ist daher eine vorgeschaltete Denitrifikation mit einem Gesamtbelebungs volumen von 3.435 m³ (anaerob, anoxisch und aerob) und einem unbelüfteten Volumenanteil von $(V_{BioP} + V_D) / V_{BB} = (135 + 1.350) / 3.435 = 0,43$.

Für die großtechnische Umsetzung wird bei dieser Verfahrenstechnik angeraten sein, eine variable, d.h. entweder aerob oder anoxisch zu betreibende, mittlere Beckenzone (in der Größenordnung von ca. 20% des Gesamtvolumens) zu schaffen. Daraus ergibt sich im laufenden Betrieb ein hohes Maß an Flexibilität, um auf aktuelle Belastungs- oder Betriebsbedingungen reagieren zu können. Der Focus der Prognosesimulationen liegt daher im Folgenden nicht so sehr auf der Ermittlung des optimalen Denitrifikationsvolumenanteiles am Gesamtbelebungs volumen, sondern auf den Auswirkungen

- ⌚ einer verfahrenstechnisch getrennten Prozesswasserdosierung,
- ⌚ einer über das Maß des Bemessungslastfalles hinausgehenden Kohlenstoffbelastung,
- ⌚ einer über das Maß des Bemessungslastfalles hinausgehenden Stickstoffbelastung,
- ⌚ verschiedener Regenwetterlastfälle.

Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass die ermittelten Grundlagen nicht aus Langzeitanalytik (Daten des Betriebstagebuches bzw. der Eigenkontrolle mit der angesprochenen Dichte) herrühren, sondern aus kurzzeitigen Intensivmessphasen stammen, die jedoch nicht den belastungsstärksten Zeitraum des Jahres widerspiegeln. Aus diesem Grund können auch keine ortspezifischen kritischen Lastfälle betrachtet werden. Lediglich die Regenwettersimulation basiert auf Vor-Ort-Messungen.

In Anlehnung an die Ausführungen in Kap. 4.1.6 werden an dieser Stelle die Freiheiten deutlich, die nach erfolgreicher Modellkalibrierung beim Ansatz von kritischen Lastfällen bestehen.

6.9.2.2.3 Prozesswasserdosierung

Untersucht wurden drei Varianten der Integration der Prozesswasserreinigung in die Gesamtabwasserreinigung. Zum einen wurde der verfahrenstechnische IST-Zustand abgebildet, bei dem das Prozesswasser der Anlage ohne Zwischenspeicherung direkt zum Zeitpunkt des Anfalls zugeführt wird, zum zweiten wurde eine Prozesswasserspeicherung und -dosierung einerseits direkt in das Belebungsbecken und andererseits in die Vorklärung simuliert. Die Simulationen wurden unter Verwendung des stationären Bemessungslastfalles (siehe Tabelle 23) durchgeführt. Die Auswirkungen dieser Varianten auf die Stickstoffablaufkonzentrationen der Gesamtanlage sind in Abbildung 34 dargestellt.

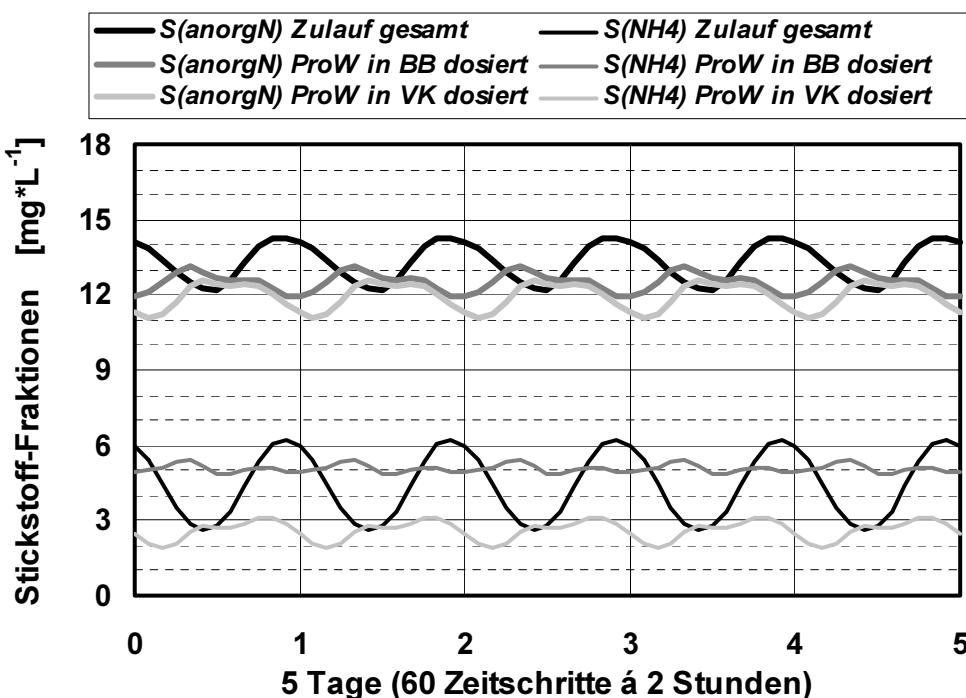


Abbildung 34: Varianten der Prozesswasserdosierung

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass unabhängig vom Umgang mit dem Prozesswasser die Überwachungswerte für S_{anorgN} ($18 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) und S_{NH4} ($10 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) eingehalten werden. Gleiches gilt für die hier nicht dargestellten C_{CSB} -Ablaufkonzentrationen, die durchgehend unter $40 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ lagen.

Eine Speicherung und Dosierung des Prozesswassers wirkt sich eindeutig günstig aus. Die Ablaufkonzentrationen für S_{anorgN} und S_{NH4} liegen auf einem niedrigeren Niveau und in einem engeren Spektrum als beim verfahrenstechnischen IST-Zustand.

Eine Prozesswasserdosierung in die Vorklärung hat den Vorteil, dass sich ein Anteil der im Prozesswasser enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe (X_{TS}) in der Vorklärung absetzt und damit auch ein Anteil an Ammonium bereits an dieser Stelle eliminiert

wird und nicht nitrifiziert zu werden braucht. Deutlich zu erkennen sind die niedrigeren S_{NH_4} -Ablaufkonzentrationen (ca. $2 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ bis $2,5 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) bei Dosierung des Prozesswassers in die Vorklärung anstatt in die Belebung.

Für die weiteren Betrachtungen wird daher die Verfahrensweise der Prozesswasserdosierung in die Vorklärung verwendet. Einige betrieblichen Parameter, die sich für diese Variante im Rahmen der Prognosesimulation ergaben, sind in der Tabelle 36 als Tagesmittelwerte zusammengefaßt.

Tabelle 36: mittlere Betriebsparameter der Vorzugsvariante, Ergebnis der Prognosesimulation (Edermünde)

TS_{RR}	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]	3,5
TS_{RS} bzw. $TS_{ÜS}$	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]	6,8
Überschussschlammfall	[$\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$]	135
Schlammalter t_{TS}	[d]	13,1
interne Rezirkulation	[$\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$]	9.212 (200%)
Rücklaufschlammstrom	[$\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$]	4.606 (100%)

Diese Verfahrensweise war auch Grundlage für die in Kap. 6.9.2.1 dargestellten Ergebnisse der stationären Bemessungen.

6.9.2.2.4 Kohlenstoffbelastung

Den Darstellungen im vorigen Kapitel liegt eine C_{CSB} -Bemessungsfracht von $2.718 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ ($= 2.446 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1} + 272 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$; vgl. Tabelle 23) zugrunde. Da es sich hierbei um den Mittelwert einer willkürlich betrachteten Zeitperiode von 2 Wochen handelt, erscheint es sinnvoll, zu untersuchen, welche Auswirkungen eine ausschließliche Erhöhung der Kohlenstofffracht auf die Anlage hat bzw. welches Maß an Reserve bei einem Belebungs volumen von 3.435 m^3 gegenüber einer stoßartigen Kohlenstoffbelastung vorhanden ist. Insbesondere ist zu untersuchen, welche Auswirkungen eine erhöhte Kohlenstoffbelastung auf die autotrophe Biomasse (Nitrifikanten) hat, da die Gefahr besteht, dass aus dem entstehenden Wachstumsvorteil der heterotrophen Biomasse ein Ausspülen der Nitrifikanten und somit Einschränkungen bei der Nitrifikation resultieren.

Dazu wurden Kohlenstofflastfälle generiert, bei denen die C_{CSB} -Fracht von der Bemessungsfracht von $2.718 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ schrittweise auf bis zu $5.000 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$, die dann wiederum auf den kommunalen Anteil und den im Prozesswasser enthaltenen Anteil verteilt wurden, erhöht wurde. Ausgehend von einem im Bemessungslastfall stationären Anlagenzustand wurde diese Belastung an fünf aufeinander folgenden Tagen simuliert.

Die Dauer von fünf Tagen wurde in Anlehnung an die A 198 (Atv-Dvwk E 2002) gewählt, in der die Bildung von Wochenmitteln auf der Basis von vier bis sechs Messwerten vorgeschlagen wird.

Dieser Lastfall kann hinsichtlich der Belastungsgröße als eher unwahrscheinlich, allenfalls durch einen Störfall vor oder im Einlaufbereich der Kläranlage induziert, angesehen werden, da diese Fracht mit einer einwohnerspezifischen CSB-Belastung von rund $230 \text{ gCSB} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ einhergeht. Im Vergleich dazu spiegelt die Bemessungsfracht von $2.718 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$ sehr genau den theoretischen Ansatz von $120 \text{ gCSB} \cdot \text{E}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ aus dem A 131 (Atv-Dvwk 2000) bzw. A 198 (Atv-Dvwk E 2002) wieder. Da es sich bei diesem Wert jedoch um einen Mittelwert über zufällig im gesamten Jahr ausgewählte 14 Tage handelt, wird diese eher theoretische Betrachtung durchgeführt, um den Einfluss auf die Stickstoffelimination zu beleuchten. Die Auswirkungen dieser Frachterhöhungen sind der Abbildung 35 zu entnehmen.

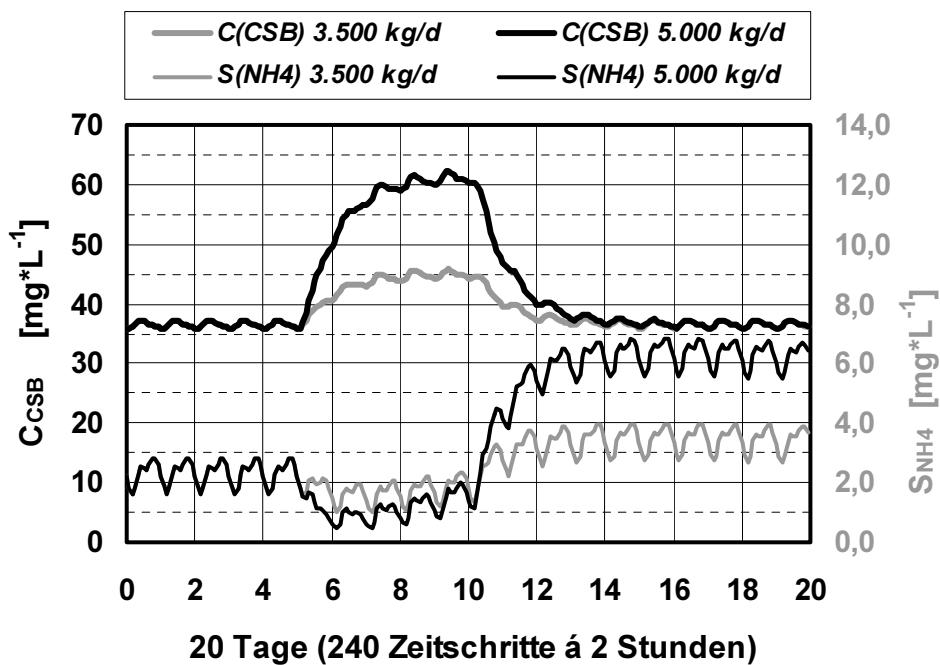


Abbildung 35: Auswirkungen einer Kohlenstofferhöhung

Dargestellt sind in der Abbildung 35 die primär beeinflussten Parameter C_{CSB} und S_{NH_4} bei angenommenen C_{CSB} -Frachten von $3.500 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$ und $5.000 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$, also einer realistischen und einer sehr extremen Frachterhöhung. Deutlich zu erkennen sind die Leistungseinbußen der Nitrifikation noch während der Phase der erhöhten Kohlenstoffbelastung. Jedoch lässt sich feststellen, dass wegen der ansteigenden Trockensubstanzproduktion (heterotrophe Biomasse) infolge des erhöhten Kohlenstoffabbaus und der damit verbundenen entsprechend ansteigenden Stickstoffinkorporation eine Erhöhung der organischen Fracht zunächst eher positive Aus-

wirkungen, nämlich eine Verringerung der Ammoniumablaufkonzentrationen und somit insgesamt der Stickstoffelimination hat. Der überproportionale Zuwachs heterotropher Biomasse gegenüber autotropher Biomasse führt anschließend jedoch zu einer nachlassenden Nitrifikation. Bei extremen Frachterhöhungen wird die Nitrifikation deutlich behindert und der S_{NH_4} -Ablaufkonzentration steigt auf $6 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ bis $7 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ an (siehe oben). Jenseits einer Verdopplung der zulaufenden Kohlenstofffracht ist also mit einem Überschreiten des S_{NH_4} -Überwachungswertes zu rechnen. Dies kann jedoch als ausreichende Reserve angesehen werden.

Auf die Qualität der S_{anorgN} -Ablaufkonzentrationen haben diese Szenarien keinen Einfluß.

6.9.2.2.5 Stickstoffbelastung

Analog den Darstellungen im vorigen Kapitel wurde die gleiche Betrachtung für die zulaufende Stickstofffracht durchgeführt. Ausgangspunkt ist die S_{NH_4} -Bemessungsfracht von $168 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ ($= 126 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1} + 42 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$; vgl. Tabelle 23).

Es wurden Stickstofflastfälle generiert, bei denen die Ammoniumfracht von der Bemessungsfracht von $168 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ schrittweise auf $210 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$, die dann wiederum auf den kommunalen Anteil und den im Prozesswasser enthaltenen Anteil verteilt wurden, erhöht wurde. Diese S_{NH_4} -Belastungen entsprechen C_{TKN} -Zulauffrachten von $237 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ und $296 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ bzw. einwohnerspezifischen Belastungen von $10,8 \text{ gN}\cdot\text{E}^{-1}\cdot\text{d}^{-1}$ und $13,5 \text{ gN}\cdot\text{E}^{-1}\cdot\text{d}^{-1}$. Auch hier stimmt der Ausgangswert mit den theoretischen Vorgaben des A 131 (Atv-Dvwk 2000) bzw. A 198 (Atv-Dvwk E 2002) überein. Unter Ansatz der in Kap. 6.3.4 ermittelten stationären C_{BSB} -Bemessungsfracht ergeben sich C_{TKN}/C_{BSB} -Verhältnisse von 0,22 bzw. 0,27.

Ausgehend von einem im Bemessungslastfall stationären Anlagenzustand wurde diese Belastung an fünf aufeinander folgenden Tagen simuliert (siehe Kap. 6.9.2.2.4). Die Auswirkungen dieser Frachterhöhungen sind der Abbildung 36 zu entnehmen.

Bereits bei einer knapp 20%igen Erhöhung der zulaufenden Stickstofffracht auf $200 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ können die Überwachungswerte für den Parameter S_{anorgN} ($18 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) ab dem dritten Belastungstag nicht mehr eingehalten werden. Bei einer weiteren Frachtsteigerung auf $210 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ wird auch der Überwachungswert für den Parameter S_{NH_4} ($10 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) ab dem dritten Belastungstag überschritten. Diese Aussagen gelten unter Berücksichtigung der derzeit gültigen Probenahmemethodik (2-Std.-Mischprobe oder qualifizierte Stichprobe) bei der staatlichen Überwachung.

Auf der Basis von Tagesmischproben und einer zulaufenden C_{TKN} -Fracht von $200 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ wird der S_{anorgN} -Überwachungswert am fünften Tag überschritten, die Anforderungen an den S_{NH_4} -Überwachungswert werden ohnehin eingehalten. Bei einer zulaufenden Stickstofffracht von $210 \text{ kg}\cdot\text{d}^{-1}$ wird der S_{anorgN} -Überwa-

chungswert ab dem zweiten Tag überschritten, die Anforderungen an den S_{NH4} -Überwachungswert werden hingegen eingehalten.

Auf die Qualität der C_{CSB}-Ablaufkonzentrationen haben diese Szenarien keinen Einfluß.

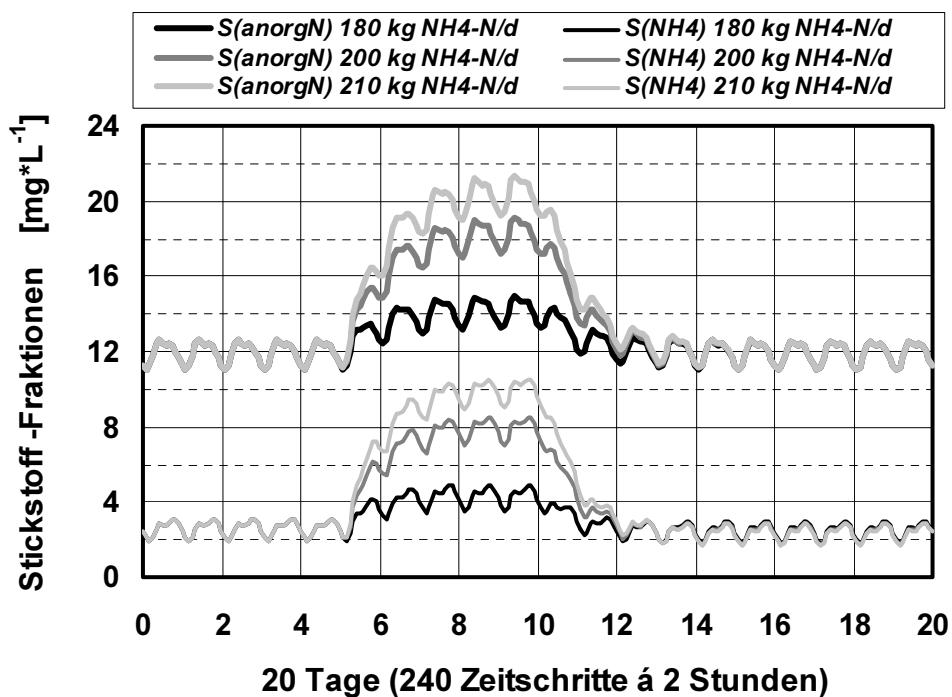


Abbildung 36: Auswirkungen einer Stickstofferhöhung ($V_{BB} = 3.435 \text{ m}^3$)

An dieser Stelle gilt es abzuwägen, wie realistisch der Ansatz eines solchen Lastfalles erscheint. Möglich wäre solch eine Abschätzung, wenn Zulaufdaten Daten in der Quantität und Qualität vorliegen würden, wie das A 198 es nun vorschlägt. Die statistische Auswertung wöchentlich ermittelter Daten zur Ermittlung eines 85-Perzentilwertes liefert hier keine realistische Größe (siehe Kap. 5.3.5).

Dabei ist in Abbildung 36 zusätzlich zu berücksichtigen, dass der gleichzeitige Ansatz der organischen Bemessungsfracht sich auf die Stickstoffelimination positiv auswirkt. Geht die Erhöhung der Stickstofffracht mit einer Reduzierung der organischen Fracht einher und liegt infolgedessen ein weiter verschlechtertes C_{TKN}/C_{BSB}-Verhältnis vor, sollte die Dosierung externer Kohlenstoffe vorgesehen werden.

Schlussfolgernd ist an dieser Stelle bereits zu konstatieren, dass aufgrund dieser Erkenntnisse eine Reduzierung des Belebungsvolumens auf weniger als 3.435 m³ (bzw. eine Reduzierung des Neubauvolumens auf weniger als 2.300 m³), wie sie vielleicht nach der Abbildung 34 möglich erscheint, nicht zu befürworten wäre.

Die Betrachtungen wurden nochmals wiederholt, um das erforderliche Volumen für den Ansatz einer erhöhten Stickstofffracht von 210 kg·d⁻¹ zu ermitteln. Dabei wurde diesmal das Belebungsvolumen von 3.600 m³ angesetzt, wie es in den statio-

nären Bemessungen (Kap. 6.9.2.1) ermittelt worden war. Die zusätzlichen 300 m³ wurden der Nitrifikation zugerechnet und das Modell mit dem stationären Bemessungslastfall erneut in einen steady-state-Zustand gebracht. Die Stickstoffablaufkonzentrationen liegen bei einem vergrößerten Volumen naturgemäß auf einem niedrigeren Niveau als in Abbildung 36. Abbildung 37 zeigt den Verlauf der Stickstoffkonzentrationen.

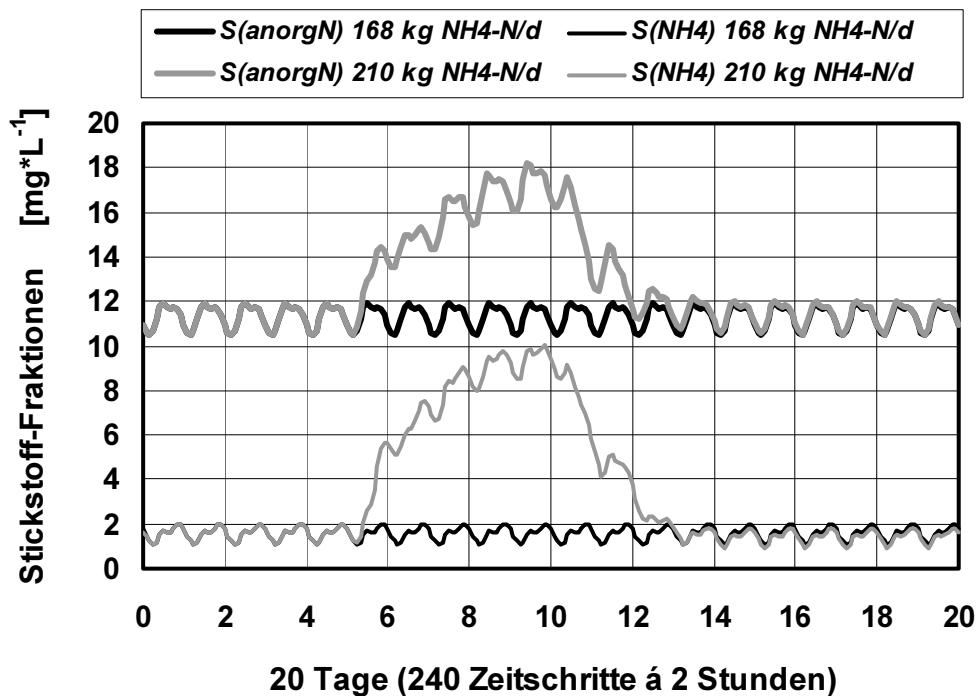


Abbildung 37: Auswirkungen einer Stickstofferhöhung ($V_{BB} = 3.735 \text{ m}^3$)

Neben der Volumenvergrößerung wurden weitere verfahrenstechnische Aspekte in der Prognosesimulation berücksichtigt, da sonst eine weitgehende Einhaltung der Stickstoffüberwachungswerte nicht erreicht werden kann.

Aufgegeben wurde die Funktion der umzunutzenden halben Vorklärung als Anaerobzone. Dieses Volumen von 135 m³ wurde nun gänzlich der Denitrifikationszone zugerechnet. Infolgedessen wird der gesamte Rücklaufschlamm in diese Beckenzone eingeleitet, was der Funktion als Anaerobbecken wegen der damit verbundenen zu kurzen Aufenthaltszeit entgegensteht.

Zum zweiten wurde eine variable Beckenzone zwischen Denitrifikation und Nitrifikation berücksichtigt, die lastfallabhängig anoxisch oder aerob betrieben werden kann. Durch eine teilweise Abschaltung der Belüftung in dieser variablen Beckenzone vergrößert sich bei dem in Abbildung 37 dargestellten Lastfall das Verhältnis V_D/V_{BB} von 0,4 auf 0,5.

Im Ergebnis wird der S_{NH4} -Überwachungswert über die gesamte Belastungsdauer eingehalten, der S_{anorgN} -Überwachungswert wird am fünften Belastungstag kurz-

zeitig überschritten, was nach gegenwärtiger Probenahmemethodik bei der staatlichen Überwachung nicht tolerabel wäre, dagegen auf der Basis einer Tagesmischprobe auch am fünften Belastungstag den Anforderungen genügen würde.

6.9.2.2.6 Regenwetterverhältnisse

Zur Überprüfung der Ablausfsituation bei Regenwetter wurden zwei künstliche Regenwetterdateien (Dauer: je 20 Tage) generiert. Diese bestehen zu Teilen aus dem Bemessungslastfall und aus aneinander gereihten, tatsächlich während der Zulaufmessphasen (und vor Fertigstellung des Regenbeckens) aufgenommenen Regenereignissen, die auf den Ausbauzustand der Kläranlage hochgerechnet wurden. Zum einen wurde eine lange Regenphase über 8 Tage, zum zweiten eine Periode kürzerer aufeinander folgender Regenereignisse (3 mal 3 Tage) simuliert. Abbildung 38 zeigt den Verlauf der Zulaufwassermenge dieser Regenverläufe.

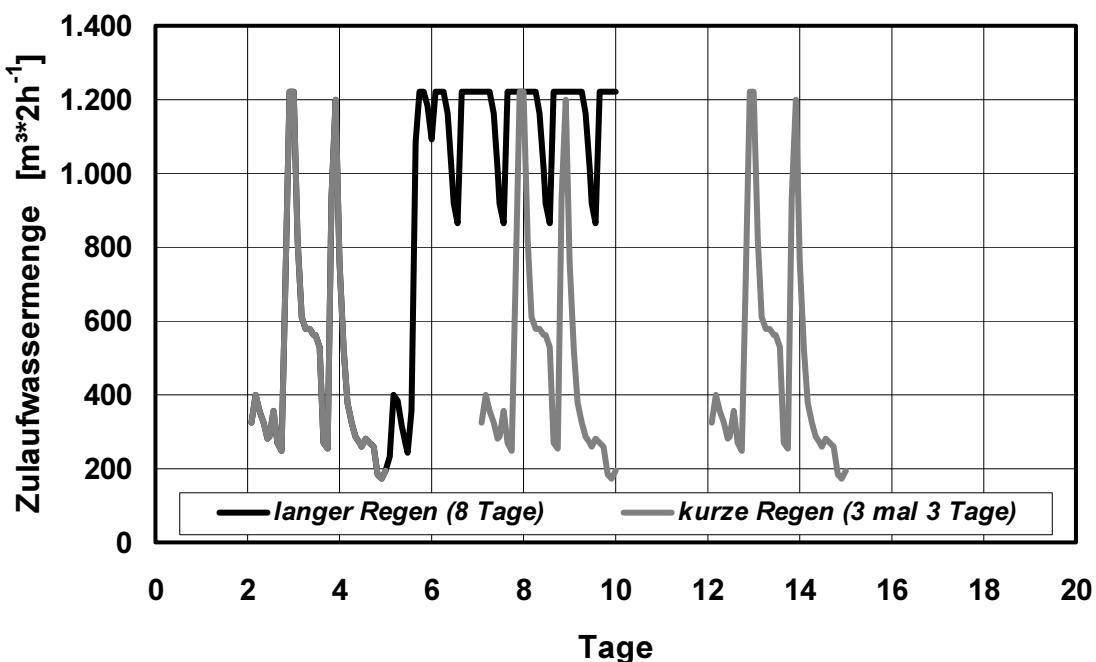


Abbildung 38: generierte Regenverläufe

In den ersten drei Regentagen verlaufen beide Regenereignisse identisch. Der maximale Zufluss ist auf $170 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$ bzw. $1.224 \text{ m}^3 \cdot 2\text{h}^{-1}$ begrenzt. Die ersten Regentage spiegeln dabei einen plötzlich einsetzenden Regen wider, mit dem ein Spülstoß an Kanalablagerungen und Schmutzfrachten verbunden ist. Damit einher geht eine zeitweise Erhöhung der zulaufenden Stickstofffracht. Dieses Phänomen wird auch durch den Betrieb des der Kläranlage vorgelagerten Regenbeckens (Durchlaufbecken) nicht vollständig kompensiert werden können.

Dabei wurden für diese Betrachtungen die Simulationsmodelle um eine zulaufmengenabhängige Steuerung der internen Rezirkulation und des Rücklauf-

schlammstromes ergänzt. Erforderlich wird dies deswegen, weil sich bei einer Regenwettersimulation ohne Veränderung der internen Rezirkulation und des Rücklaufschlammstromes für $V_{BB} = 3.435 \text{ m}^3$ im Kläranlagenablauf Überschreitungen der Stickstoff-Überwachungswerte ergeben, insbesondere beim Ammoniumstickstoff, und zwar sowohl infolge des Spülstoßes als auch aufgrund der Nitritikantenverlagerung in die Nachklärung.

Der Rücklaufschlammstrom wurde dabei, ausgehend von der Nachklärbeckenbemessung, auf $0,75 * Q_{RW}$ ($= 0,75 * 612 * 24 = 11.016 [\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}]$) nach oben begrenzt. Unter der Prämisse, ein Rücklaufverhältnis aus interner Rezirkulation und Rücklaufschlamm von 500% bezogen auf den Bemessungsfall nicht zu überschreiten ($4.606 * 5 = 23.030 [\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}]$), verbleibt als maximaler Volumenstrom für die interne Rezirkulation eine Menge von $23.030 - 11.016 = 12.014 [\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}]$.

Üblicherweise wird jedoch auch in praxi bei einsetzendem Regen bzw. bei länger anhaltendem Regenwetter mindestens der Rücklaufschlammstrom aus der Nachklärung in die Belebung erhöht, um der Schlammverlagerung aus der Belebung in die Nachklärung aufgrund der hydraulischen Belastung entgegen zu wirken. In die Simulationsrechnungen ist jedoch auch einbezogen, während des Regenereignisses die interne Rezirkulation in den genannten Maßen zu erhöhen, um somit den Schlammerhalt in der Belebungsstufe annähernd zu sichern. Die Auswirkungen dieser Regenwetterlastfälle unter den geschilderten Randbedingungen sind in den folgenden Abbildung 39 und Abbildung 40 dargestellt.

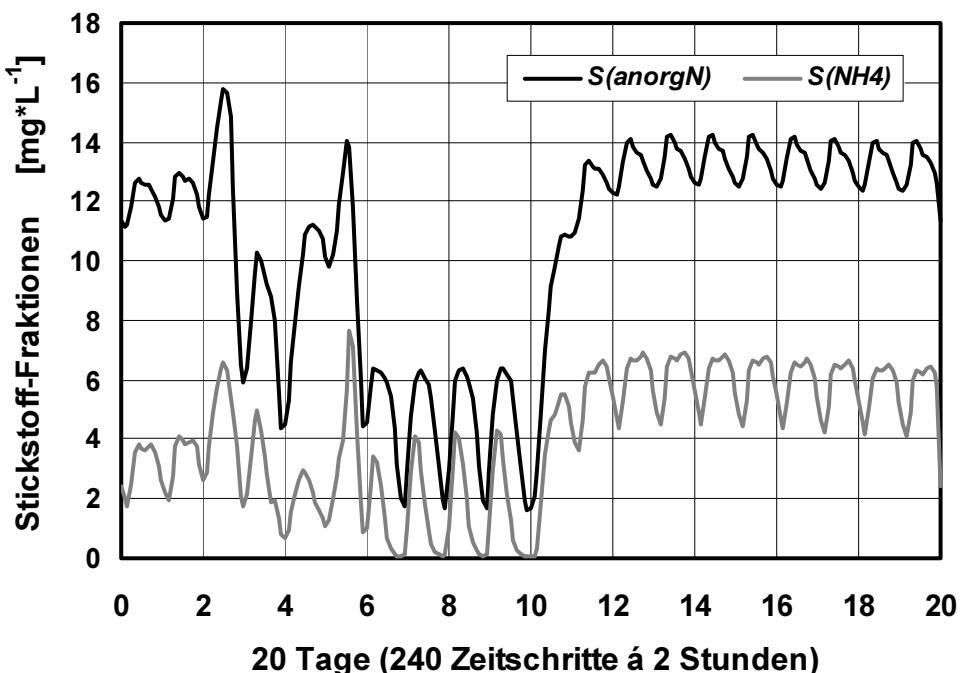


Abbildung 39: Stickstoffablaufkonzentrationen im Verlaufe eines lang anhaltenden Regenereignisses

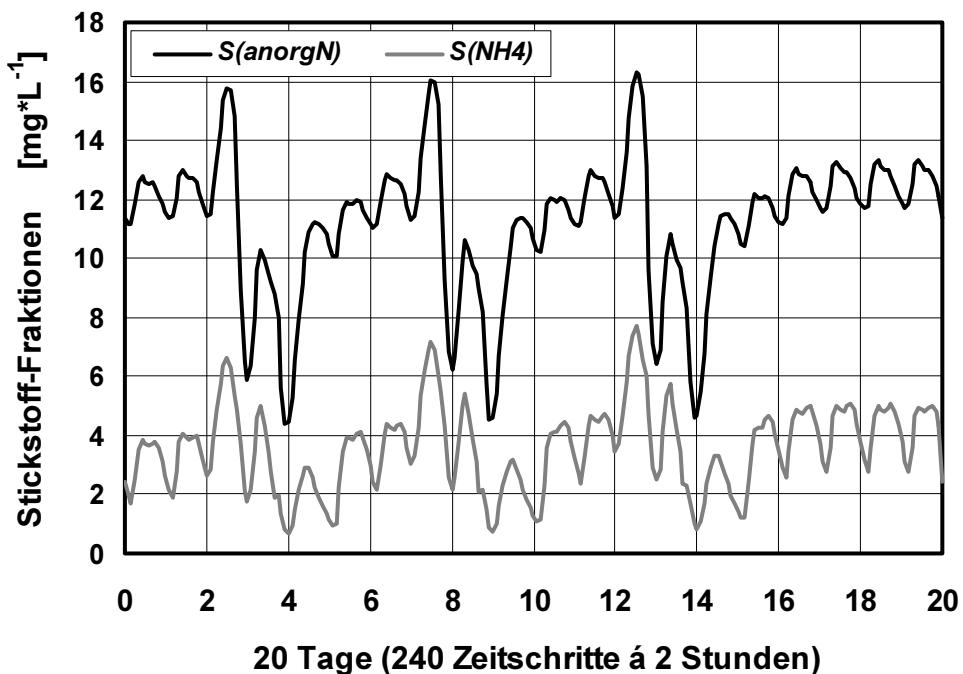


Abbildung 40: Stickstoffablaufkonzentrationen im Verlaufe
mehrerer kurz aufeinander folgender Regenereignisse

In beiden Fällen steigen die Ablaufkonzentrationen für S_{anorgN} und S_{NH_4} erwartungsgemäß zum Zeitpunkt des einsetzenden Regens an, die Überwachungswerte werden jedoch eingehalten. Die CcsB-Ablaufkonzentrationen (nicht dargestellt) steigen jeweils nicht über $45 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ an.

Kritische Zeitpunkte in beiden Betrachtungen sind der jeweilige Regenbeginn und das Regenende bzw. der mit höheren Frachten beladene einsetzende Trockenwetterlastfall, wenn ein Teil der Biomasse in die Nachklärstufe verdrängt worden ist. Dieses Szenario tritt nach einem lang anhaltenden Regen stärker in Erscheinung als nach einem kurzen Regen.

Eine Reduzierung des Belebungsvolumens ist auch nach dieser Regenwetterbe trachtung nicht zu befürworten. Ein weiterer Grund spricht dafür:

Es gibt für die dynamische Simulation bislang kein – vergleichbar zum ASM 1 – anerkanntes Modell der hydraulischen Vorgänge innerhalb der Schichten eines Nachklärbeckens. Es ist bekannt, dass aufgrund der hohen hydraulischen Last ein negativer Einfluss (\Rightarrow Verminderung) auf die Konzentration des Rücklaufschlammes resultiert, der aber mit den vorliegenden Modellen nicht berücksichtigt werden kann. Dies führt im Ergebnis zu einer Überschätzung der Stoffwechselaktivitäten in der Belebung während eines Regenereignisses.

6.10 Ausbauvariante

6.10.1 Szenario

In der nachfolgenden Abbildung 41 ist skizzenhaft das konventionelle Ertüchtigungsszenario bei Realisierung einer vorgeschalteten Denitrifikation mit einem Gesamtvolumen von 3.735 m³ (3.600 m³ plus 135 m³ für einen, von der vorhandenen Vorklärung abzutrennenden Anaerobteil) dargestellt.

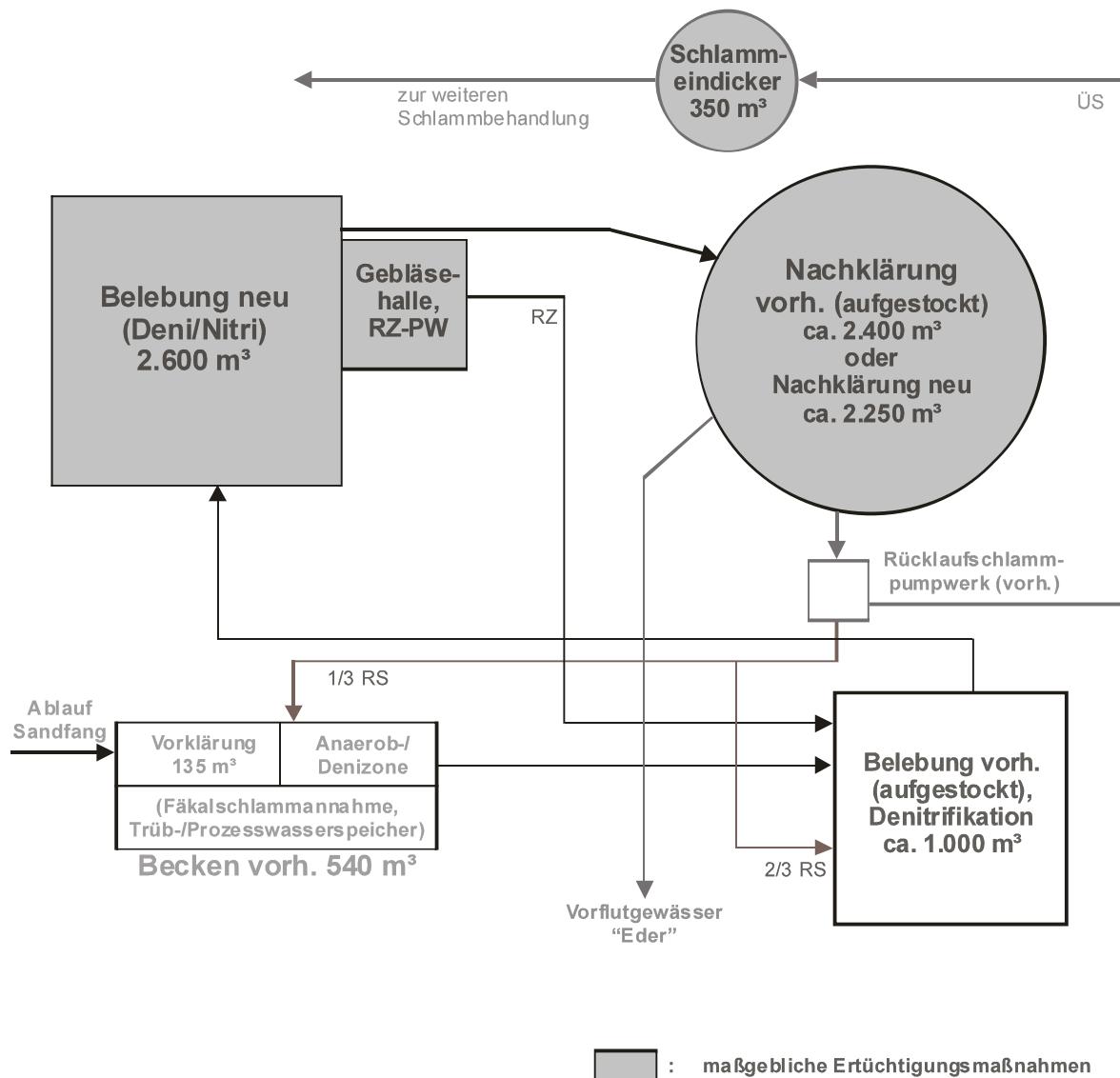


Abbildung 41: Ausbauvariante der Kläranlage Edermünde

Erforderlich wird dafür ein Beckenneubau von 2.600 m³ (Denitrifikation und Nitrifikation mit Druckbelüftung).

Das bereits vorhandene Belebungsvolumen wird hydraulisch erhöht und verfügt danach über ein Volumen von ca. 1.000 m³. Es handelt sich dabei ausschließlich

um Denitrifikationsvolumen. Die Oberflächenbelüfter werden demontiert und durch Rührwerke ersetzt.

Das Rücklaufschlammpumpwerk wird weiter betrieben. Es ist zu prüfen, ob möglicherweise in diesem Gebäude noch die erforderlichen Verdichteraggregate zum Sauerstoffeintrag installiert werden können.

Weiterhin ist das vorhandene Nachklärbecken nach den Regeln der Technik unter Berücksichtigung des hydraulischen Fließweges umzugestalten. Sofern eine Abwasseranhebung im Rahmen der biologischen Reinigungsstufe vermieden werden soll, ist eine Wasserspiegelanhebung von 62 cm in der Nachklärung (um am Trichterübergang auf eine Wassertiefe von 4,00 m zu kommen) als problematisch anzusehen.

Die beiden Vorklärbecken werden in vier Sektionen unterteilt. Der gegenwärtig als Vorklärung betriebene Teil wird zu gleichen Teilen (je 135 m³) als Vorklärung und als Anaerobzone (bzw. Zusatzvolumen für die Denitrifikation, s.o.) genutzt. Es soll erreicht werden, in diesem anaeroben Milieu eine teilweise biologische Phosphatelimination zu induzieren, um somit Stoffkosten (Betriebskosten) beim Fällmittel Einsatz zur chemischen Phosphatfällung einzusparen. Die Anaerobzone wird mit der kompletten Zulaufwassermenge und mit $\frac{1}{3}$ der Rücklaufschlammmenge beschickt.

Der zweite Beckenteil wird im Bereich des Primärschlammtrichters als Fäkal-schlammannahme und der übrige Bereich getrennt davon als Prozesswasserspeicher umgerüstet, von wo aus das Prozesswasser in belastungsärmeren Tageszeiten in den Zulauf zur Vorklärung zudosiert werden kann. Auch hier stehen 270 m³ zur Verfügung. Der Prozesswasserspeicher sollte eine Größe von ca. 200 m³ haben, um eine minimale Speicherzeit von etwa 1,5 Tagen zu erhalten.

Zugehörige Rohrleitungen sind entsprechend neu oder umzuverlegen. Gleiches gilt für die Überschussschlammrohrleitungen. Der Überschussschlamm soll künftig nicht mehr über die Vorklärung, sondern direkt in einen neu zu errichtenden Schlammeindicker und von dort in den Faulbehälter gefördert werden.

Der Schlammeindicker sollte ein Volumen von ca. 300 m³ bis 350 m³ haben. Grundlage für diese überschlägige Größenangabe sind die auf der Grundlage der Prognosesimulation ermittelten Betriebsparameter der Vorzugsvariante (siehe Tabelle 36: der Überschussschlammfall von ca. 135 m³·d⁻¹ mit einem Trocken-substanzgehalt im Rücklauf- und Überschussschlamm von ca. 0,7%), eine ange-setzte, statische Eindickleistung des Schlammeindickers auf 2,5% TS bis 3% TS und eine Speicherzeit von 8 bis 10 Tagen.

Zur weiteren Schlammbehandlungsanlage auf der Kläranlage Edermünde ist noch anzumerken, dass im späteren Betrieb zu beobachten sein wird, ob die verfahrenstechnischen Betriebspunkte der anaeroben Schlammstabilisierung (Faulungs-anlage) und die mechanische Klärschlammwäscherung den künftigen mengen-

mäßigen Anforderungen genügen oder ob sich an diesen Stellen ebenfalls Ausbaubedarf ergeben wird.

Die Größe des Faulbehälters von ca. 1.100 m³ legt dieses Erfordernis zurzeit nicht zwingend nahe.

Hinsichtlich der Klärschlammwäscherung wäre zuerst zu prüfen, ob ein höherer Bedarf durch längere Entwässerungszeiten pro Tag abgearbeitet werden kann.

6.10.2 Kostenschätzung

Die Abschätzung der Kosten in der folgenden Tabelle 37 erfolgt anhand der Verordnung über pauschale Investitionszuweisungen zum Bau von Abwasseranlagen (HMULF 2002, der sog. Kostenrichtwertverordnung des Landes Hessen) unter Berücksichtigung der dort angegebenen Zuschlagsfaktoren für Umbaumaßnahmen.

Es wird davon ausgegangen, dass eine Kostenschätzung auf der Grundlage zurzeit marktüblicher Preise auf dem Bausektor zu einer vergleichbaren Größenordnung kommen würde. Anzumerken ist zu der obigen Zusammenstellung, dass einerseits die Aufwendungen für die Erneuerung der kompletten EMSR-Technik nicht im direkten Zusammenhang nur mit der Erweiterung der Belebungsstufe stehen sondern bereits seit längerer Zeit vom Betreiber als erforderliche Investition aufgrund des technischen Standes der vorhandenen Einrichtungen angesehen werden.

Tabelle 37: Kostenschätzung der konventionellen Ertüchtigungsvariante

Bauwerk	Maß		EP	Faktor	EP _{beaufschlagt}	GP
		[]				
Einlaufgruppe	8.000	EW	46,32	1,00	46,-	333.000,-
Vorklärung	135	m ³	1.050,00	0,25	263,-	36.000,-
Speicherbecken	270	m ³	451,57	0,25	113,-	31.000,-
Belebung	1.135	m ³	691,32	0,25	173,-	196.000,-
Belebung	2.600	m ³	539,12	1,00	539,-	1.401.000,-
Nachklärung	500	m ³	853,61	1,00	854,-	374.000,-
zusätzliches Pumpwerk						100.000,-
Schlammreindicker (ÜS)	350	m ³	389,48	1,00	390,-	137.000,-
EMSR-Technik	22.000	EW	25,62	1,00	25,6	563.000,-
Sonstige Kostenfaktoren (Gebläsestation, Straßen, Wege, etc.)						793.000,-
Bruttosumme						3.960.000,-

Der Punkt „Sonstige Kostenfaktoren“ ergibt sich laut Kostenrichtwertverordnung pauschal zu 25% der Summe der Einzelinvestitionen.

Jedoch ist auch an dieser Stelle noch einmal auf den Engpass zwischen dem hydraulisch aufzuhöhenden Nachklärbecken und dem Freigefällefließweg des Abwassers durch den biologischen Teil der Kläranlage hinzuweisen. Sollte sich schlechtestenfalls herausstellen, dass ein Nachklärbecken neu zu errichten ist, beliefen sich die anzusetzenden Kosten für diesen Neubau gemäß Kostenrichtwertverordnung auf 965.000 € (anstelle von 374.000 € und 100.000 € für ein zusätzliches Pumpwerk in Tabelle 37) und die Gesamtbruttoinvestitionen erhöhen sich somit – zzgl. der Berücksichtigung des Punktes „Sonstige Kostenfaktoren“ – auf ca. 4,6 Mio. €.

6.11 Zusammenfassung

Am Projekt der Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde wurde der Weg aufgezeigt, auf der Grundlage halbtechnischer Untersuchungen (zulaufseitig dynamisch) und einer sich darauf stützenden Modellkalibrierung die stationären Bemessungsergebnisse mit dynamischen Betrachtungen zu ergänzen und abzusichern.

Es wurden verschiedene Methoden der Grundlagenermittlung auf der Basis von Messdaten aus früheren und aktuellen Fassungen von ATV- oder ATV-DVWK-Arbeitsblättern (A 131 (1991 und 2000) und A 198 (E 2002)) und ihre Auswirkungen auf das nachfolgende Ergebnis einer stationären Belebungsbemessung aufgezeigt. Es zeigte sich dabei, dass die Messdaten spezifisch geringere Belastungen für den Standort Edermünde ergaben als nach allgemeingültigen Literaturangaben angesetzt werden könnte. Dies wiederum führt im Rahmen der Bemessung zu einem geringeren Belebungsvolumen (3.735 m^3 für 22.000 EW) als in einer früheren Planung des Abwasserverbandes Edermünde und Umgebung (1990: 3.850 m^3 für 19.000 EW) ausgewiesen. Eine zusätzliche Einsparung ergibt sich aus der möglichen Weiternutzung des vorhandenen Belebungsbeckens (ca. 1.000 m^3) als Denitrifikationsbecken.

In den Ausführungen wurde ein Schwerpunkt auf die Anwendung der dynamischen Simulation als Instrument zur Betriebsoptimierung für die zukünftige Bewirtschaftung des Prozesswassers sowie als prognostizierendes Planungshilfsmittel gelegt. Dafür waren unterschiedliche Stoffströme (kommunaler Zulauf, Prozesswasser, Überschussschlamm) separat zu beproben und zu fraktionieren. Weiterhin die Aufmerksamkeit den hinsichtlich der Prognoseszenarien anzusetzenden Lastfällen.

Im Simulationsmodell für diese Prognoserechnung wurde bereits eine verkleinerte Vorklärung (und somit ein reduzierter Abscheidegrad für die organische Belastung) berücksichtigt, wie sie im großtechnischen Ausbaukonzept vorgeschlagen ist. Ob der Wirkungsgrad der Vorklärung im Modell richtig abgebildet wird, ist im späteren großtechnischen Betrieb zu prüfen.

Es konnte bei der Betrachtung von Stoßbelastungen einzelner Parameter dargestellt werden, dass die Kläranlage aufgrund des hohen C/N-Verhältnisses im Zulauf auf erhöhte Stickstoffbelastungen empfindlicher reagieren wird als auf erhöhte Kohlenstoffbelastungen, die demgegenüber die Stickstoffelimination eher noch begünstigen. Ob die angesetzte Stoßbelastungsdauer von 5 Tagen jedoch realen Belastungsverhältnissen entspricht, ist aufgrund der mangelnden Datendichte im Zulauf nicht zu belegen. Insofern ist auch für Edermünde – analog zu den Ergebnissen in Burgsolms – festzustellen, dass eine breitere und längerfristige Datenbasis vom Kläranlagenzulauf erforderlich ist, um exakte Anhaltspunkte für ortsabhängig sinnvoll anzusetzende Lastfälle und Lastfallkombinationen zu erhalten.

Ebenfalls simuliert wurden Regenwetterbelastungen, die auf vor Ort gemessenen Ereignissen während der zweiwöchigen Zulaufmessphase beruhten.

Schließlich wurde ein Szenario für eine konventionelle Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde nach dem Verfahren der vorgeschalteten Denitrifikation entwickelt und ein Kostenrahmen dafür abgeschätzt. Dabei sind insbesondere die Unzulänglichkeiten der vorhandenen Nachklärstufe zu berücksichtigen, die ursächlich zu den Überlegungen einer Ertüchtigungsalternative mit Hilfe der Membranfiltration führten, wie sie in Kap. 7 erläutert werden. Außerdem wurde der Einbau von Lamellenabscheidern in der Belebung zur Entlastung der Nachklärung dargestellt. Zwar wäre mit einem solchen Betrieb von ca. 330 m² Lamellenfläche eine deutliche Minderung der Schlammvolumenbeschickung (TS-Gehalt im Zulauf zum NKB: 2,5 kg·m⁻³) für die Nachklärung erreichbar; die nicht richtlinienkonforme Ausbildung des Beckens wird dadurch jedoch nicht kompensiert.

Der Kostenrahmen für eine konventionelle Ertüchtigung bewegt sich auf der Grundlage der Kostenrichtwertverordnung des Landes Hessen (2002) bei 4,0 Mio. € bis 4,6 Mio. €, abhängig von der Entscheidung für eine Nachklärbeckenertüchtigung oder einen Nachklärbeckenneubau.

7 Exemplarische Anwendung unter Nutzung der Membranfiltration als neuer Abwasserreinigungs-technologie am Beispiel der KA Edermünde

7.1 Allgemeines

Zeitgleich zu den vorgenannten Untersuchungen in Burgsolms und Edermünde erlangte das Thema Membranfiltration im Frühjahr 1999 in Hessen Aktualität, als dieses Verfahren alternativ zum konventionellen Ausbau der Kläranlage Kassel diskutiert wurde. Der Ausbau in Kassel war jedoch aufgrund der Ausbaugröße (350.000 EW) noch mit zu vielen technischen Unwägbarkeiten und wirtschaftlichen Risiken verbunden. Betrachtet man den heutigen Erkenntnis- und Diskussionsstand in den zugehörigen Fach- und Expertengremien, hat sich die Entscheidung, diese komplexe Technik nicht ohne hinreichende Erfahrung in einem solchen Maßstab zu realisieren, in der Rückschau als absolut richtig erwiesen.

Auf manchen kleineren Kläranlagen wie bspw. der Kläranlage Edermünde sind jedoch Situationen gegeben, welche eine sinnvolle Möglichkeit bieten, Konzepte einer Kläranlagenertüchtigung unter Einbeziehung einer Membranfiltration zu entwickeln.

7.2 Konzept zur Ertüchtigung vorhandener Anlagen

7.2.1 Grundidee und Ausblick bei den Untersuchungen

7.2.1.1 Grundidee

Die Grundidee und das Konzept einer Kläranlagenertüchtigung durch Implementierung von Membranfiltrationsmodulen soll nachfolgend am konkreten Beispiel der Kläranlage Edermünde beschrieben werden.

Ausgangspunkt ist dass in Kap. 6.10 dargestellte konventionelle Ausbauszenario. Erforderlich wird dafür ein Beckenneubau von 2.600 m³ (Denitrifikation und Nitrifikation mit Druckbelüftung). Das bereits vorhandene Belebungsbeckenvolumen wird durch höheren Einstau auf ca. 1.000 m³ erhöht. Es handelt sich dabei ausschließlich um Denitrifikationsvolumen.

Im Bereich der Nachklärung ist zunächst die bauliche Realisierbarkeit einer Wasserspiegelerhöhung um ca. 60 cm zu prüfen. Alternativ müsste ein Beckenneubau ($V_{NB} = 2.250 \text{ m}^3$) durchgeführt werden. Dabei ist das Erfordernis einer mehrstraßigen Verfahrensweise mit der Genehmigungsbehörde abzustimmen.

Muss das Nachklärbeckenvolumen neu erstellt werden, so müssen demnach 4.850 m³ Beckenvolumen neu gebaut und 1.915 m³ vorhandenes Beckenvolumen abgebrochen werden.

Demgegenüber wird man in dieser Situation bei Umstellung der Phasentrennung von Sedimentation auf Membranfiltration mit einem sehr geringen, möglicherweise sogar ohne jeden Volumenumsatz die Kläranlage ertüchtigen können.

Denn ohne das Erfordernis eines Nachklärbeckens stehen auf der Kläranlage Edermünde zum einen 800 m³ Volumen (vorhandenes Belebungsbecken; Wasserspiegel kann erhöht werden, so dass 1.000 m³ zur Verfügung stehen), zum zweiten 1.915 m³ Volumen (vorhandenes Nachklärbecken) zur Verfügung. Bei Betrieb eines MBR-Verfahrens können diese insgesamt ca. 2.900 m³ komplett als Belebungsvolumen genutzt werden.

Vergleicht man diese Größe mit dem in Kap. 6.9 ermittelten erforderlichen Belebungsvolumen einer konventionellen Verfahrensweise von 3.600 m³ (ohne Berücksichtigung der Nachklärung) ergibt sich, dass 80% des Belebungsvolumens, das für eine konventionelle Ertüchtigung notwendig ist, im Ist-Zustand bereits für eine MBR-Anlage zur Verfügung stehen. Daraus wiederum ergibt sich die Möglichkeit, eine Membranfiltration ohne den eigentlichen verfahrensspezifischen Vorteil eines erhöhten Trockensubstanzgehaltes in der Belebung von üblicherweise > 10 kg·m⁻³ betreiben zu können. Randbedingung für den zu wählenden Trockensubstanzgehalt TS_{BB} wird die Gewährleistung des aeroben Schlammaters in der dafür vorzusehenden belüfteten Beckenzone sein.

Aus dieser Konzeptidee eines *unkonventionellen MBR-Verfahrens* (großes Belebungsvolumen ⇒ verfahrensspezifisch geringer Trockensubstanzgehalt) lassen sich - neben der Tatsache, dass das Permeat einer MBR-Anlage grundsätzlich eine wesentlich höhere Ablaufqualität aufweist - folgende verfahrens- und ausbau-spezifische Vorteile ableiten:

- ⇒ bessere Sauerstoffausnutzung aufgrund nicht wesentlich verschlechterter rheologischer Eigenschaften des Abwasser-Bleibtschlamm-Gemisches,
- ⇒ erhebliche Reservekapazitäten bei späterem Erweiterungsbedarf,
- ⇒ sparsamer Umgang mit Platzressourcen,
- ⇒ keine stark erhöhte Empfindlichkeit gegenüber Stoßbelastungen.

Darüber hinaus ließen sich folgende Charakteristika benennen, die diesen Membranfiltrationsbetrieb von den bisher ausgeführten Anlagen bzw. den jetzt vermutlich bald erstellten Anlagen abgrenzen:

- ⇒ Ertüchtigungsmaßnahme, kein Neubau,
- ⇒ anaerobe Schlammbestabilisierung, d.h. ausreichend hohe Schlammbelastung,
- ⇒ TS_{BB}-Gehalte im für Membranbelebungsanlagen untypischen Bereich von

z.B. $4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$,

Zu beachten ist, dass die Punkte 2 und 3 voneinander entkoppelt sind. Ein TS_{BB} -Gehalt von $15 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bedeutet eben nicht notwendigerweise den Betrieb einer Stabilisierungsanlage. So erwähnt auch der Arbeitsbericht des zugehörigen ATV-DVWK-Fachausschusses KA-7 (2000) ausdrücklich die Möglichkeit einer Vorreinigung mittels Vorklärung, was gegen das Verfahren der aeroben Stabilisierung des Belebtschlammes spricht.

- ⇒ keine verfahrensspezifisch erhöhte öffentliche Baukostenförderung.

Bedingt durch das hier skizzierte Abweichen von den bisher als gefestigt geltenen „membranüblichen“ Rahmenbedingungen sind über die bereits genannten Punkte hinausgehende weitere Aspekte auf ihre Auswirkungen – verglichen mit „konventionellen“ MBR-Anlagen – zu untersuchen.

In diesem Zusammenhang sei auf RAUTENBACH et al. (2000) verwiesen, demzufolge neue Ideen im zeitlichen Umfeld ihrer Entstehung immer mit einem hohen Maß an Skeptizismus begleitet wurden. Gleches galt auch für die biologische Abwasserreinigung, die in den letzten 90 Jahren mit Milliardenbeträgen beforscht wurde und nach wie vor Gegenstand vielfältiger Forschungen ist. Unter diesem Aspekt ist davon auszugehen, dass das MBR-Verfahren zum einen noch einen erheblichen Untersuchungsbedarf in sich birgt und deswegen zum zweiten die wissenschaftliche und praxisorientierte Fachöffentlichkeit noch lange Zeit begleiten wird.

7.2.1.2 Ausblick auf das Gesamtsystem

Der wesentliche Diskussionspunkt in allen Fällen, in denen über das MBR-Verfahren nachgedacht wird, ist der Aspekt der Kosten. Dabei dürfen die Vergleiche bei den Investitionskosten nicht den Blick dafür verstellen, dass sie – sofern sie nicht um Größenordnungen divergieren – eigentlich sekundär sind, sondern dass es primär um die entstehenden Jahreskosten aus Betrieb und Kapitaldienst geht.

Kostenabschätzungen und –vergleiche, wie auch das Beispiel Edermünde zeigen wird, haben bei Berücksichtigung einer eher jungen Verfahrenstechnik immer den Nachteil, dass sie normalerweise nach kurzer Zeit an Aktualität einbüßen, weil einerseits Entwicklungen bei der Verfahrensoptimierung als auch marktwirtschaftliche Gesetzmäßigkeiten (Wettbewerb und Nachfrage) die Kosten tangieren, üblicherweise derart, dass junge Verfahren mehr und mehr an Wettbewerbsfähigkeit gewinnen. Solche Abschätzungen und Vergleichsrechnungen (RAUTENBACH et al. 2000) deuten an, dass auch die Membrantechnologie abhängig von den jeweiligen Randbedingungen durchaus ökonomisch interessant werden könnte. Die realisierten Objekte belegen, dass sie es zurzeit noch nicht ist, da die Membrantechnologie an den genannten Standorten nur unter massivem Einsatz von Landesfördermitteln wettbewerbsfähig wurde. Die Kostenentwicklung, die sich aus submittierten

Membranprojekten im Jahr 2002 erkennen lässt, belegt jedoch die dargelegte Tendenz.

Andererseits darf sich die Betrachtung nicht allein auf die Kläranlage begrenzen, sondern muss auch die Gesamtzusammenhänge zwischen Einzugsgebiet und Kläranlage einbeziehen.

Hierzu folgendes Beispiel:

Eine Kommune habe ihre Kläranlage zu sanieren und sich auf eventuellen weiteren Anschluss von Neubaugebieten einzustellen. Baut sie nun ihre Anlage konventionell aus, so könnte sie entweder zu groß oder – bei später tatsächlich erfolgendem Neuanschluss weiterer Gebiete – erweiterungsbedürftig sein. Wählt sie eine MBR-Anlage, so lässt sich dem Bedarf an mehr Flux und somit neuer Membranfläche evtl. dadurch begegnen, dass ein zu hoher Fremdwasseranteil reduziert wird. Immerhin lässt sich durch Senkung des Fremdwasseranteils von z.B. 100% auf nur noch 50% die Anschlussgröße um 15% (bei $Q_M = 2 Q_S + Q_F$) bzw. 25% (bei $Q_M = 2 Q_d$) steigern, ohne dass mehr Flux durch die Anlage gehen muss. Die höhere Schmutzfracht kann durch Anhebung des TS_{BB} -Gehaltes verkraftet werden.

Da die Sanierung des Kanalnetzes in vielen Gemeinden ohnehin ansteht, kann in einem solchen Fall die Kapazität der Anlage kostenfrei erweitert werden. Die entstehenden Kosten wären ohnehin entstanden, wenn dem Betreiber der Zustand seines Kanalnetzes bekannt ist. Ein solcher Zusatznutzen lässt sich nur beim MBR-Verfahren realisieren, nicht aber beim konventionellen Verfahren, da hier dem TS_{BB} -Gehalt durch die Art der Phasentrennung im Nachklärbecken Grenzen gesetzt sind.

7.2.1.3 Ziel der Untersuchungen

Über solche und weitere Entwurfs- und Betriebskonzepte des MBR-Verfahrens, insbesondere im Zusammenhang mit dem Ausbau von Anlagen, ist aber derzeit noch sehr wenig bekannt, so dass hier halbtechnischer und großtechnischer Forschungsbedarf besteht.

Vor diesem Hintergrund wurden halbtechnische Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, Erkenntnisse über die Sinnhaftigkeit des Einsatzes von in Belebungsbecken getauchten oder extern betriebenen Membranmodulen in Trockensubstanzbereichen, die für das Membranverfahren eher untypisch niedrig sind, zu gewinnen.

Diese Untersuchungen umfassten den Betrieb von halbtechnischen Membranversuchsanlagen an verschiedenen Standorten in Hessen (FG SIWAWI KASSEL 2004), u.a. auch auf der Kläranlage Edermünde.

7.2.1.4 Betriebsweise einer MBR-Anlage am Standort Edermünde

7.2.1.4.1 Normalbetrieb

Bei der Implementierung einer Membranfiltration in das vorhandene Belebungsbecken (800 m³) gestaltet sich das zukünftige Betriebsszenario in Edermünde wie in Abbildung 42 wiedergegeben. Hinter der verkleinerten Vorklärung und einem dadurch als Anaerobzone zu nutzenden Beckenteil wird das Abwasser in die neue Denitrifikationsstufe (das alte Nachklärbecken) geleitet. Dieses wird mit Rührwerken zum Zwecke einer ausreichenden Durchmischung ausgestattet. Die vorhandenen Einbauten wie Räumerbrücke, Räumerschild, Ablaufrinne etc. bleiben jedoch erhalten, um das Becken ggf. bei einem Störfall wieder seiner alten Funktion als Nachklärbecken zuführen zu können.

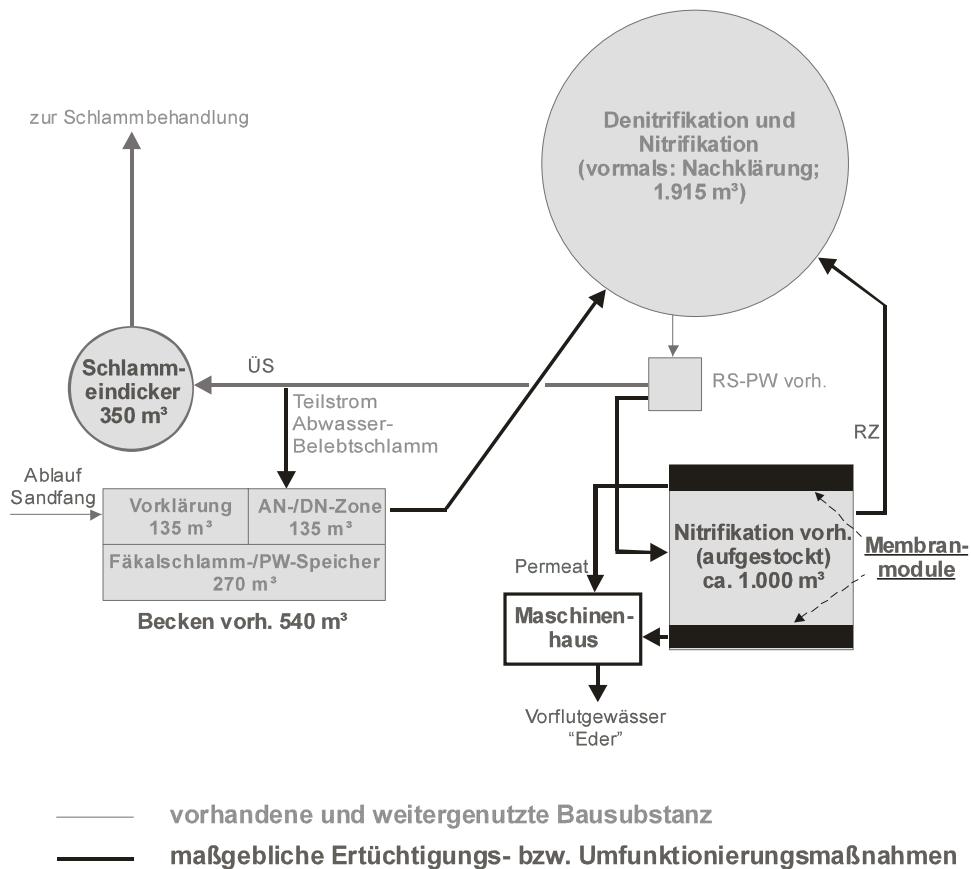


Abbildung 42: Fließbild beim Betrieb einer MBR-Anlage

Von hier aus wird das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch über das ehemalige Rücklaufschlammpumpwerk (Schneckenpumpwerk) in die bestehende Belebung, die komplett als belüftete Zone betrieben wird, gefördert.

In diesem Becken werden die Filtrationsmodule installiert. Es lässt sich überschlägig abschätzen, dass ca. $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$ der Beckengrundfläche (300 m²) mit Membranmodulen belegt sein wird. In Abbildung 42 sind die Filtrationseinheiten an zwei gegenüberliegende Seiten angeordnet. Die zugehörige Peripherie aus Per-

meatpumpen, Belüftungseinrichtungen, Rückspüleinrichtungen, Vorlagen, Behältern und der Filtrationssteuerung ist in einem neu zu errichtenden Maschinenhaus in unmittelbarer Nähe der Belebung unterzubringen.

Von der Nitrifikation wird der Rezirkulationsstrom im freien Gefälle zurück in die Denitrifikation geleitet. Da erfahrungsgemäß dieser Volumenstrom stark sauerstoffhaltig ist, werden in der Denitrifikation auch noch aerobe Stoffwechselprozesse stattfinden, wodurch das ungewöhnlich hohe V_D/V_{BB} -Verhältnis (nominell 67 %) relativiert wird. Verfahrenstechnisch ist vor allem jedoch darauf zu achten, dass der Trockensubstanzgehalt in der Nitrifikation so gewählt wird, dass das bemessungstechnisch erforderliche aerobe Schlamalter gewährleistet ist. Sofern das vorhandene Nachklärbecken ausschließlich als Denitrifikationsbecken genutzt werden soll, kann dadurch insgesamt eine Erhöhung der Schlammmenge resultieren, die aufgrund des vorhandenen Volumens nicht erforderlich erscheint.

Weiterhin ist sicherzustellen, dass ein Teilstrom des Abwasser-Belebtschlamm-Gemisches zurück in die neu geschaffene Anaerobzone geleitet wird, um hier einen Schlammkreislauf aufrecht zu erhalten.

Der o.g. Vorteil einer nicht stark erhöhten Empfindlichkeit gegenüber Stoßbelastungen wird durch die nachfolgende Abbildung 43 belegt. Sie zeigt die C_{CSB}- und Stickstoff-Ablaufkonzentrationen zweier hinsichtlich ihres aeroben Schlammalters gleichgroßer MBR-Anlagen ohne separates Modulbehälter- oder Nachklärvolumen (vgl. auch Abbildung 9) auf der Grundlage der geschilderten Ausbaukonzeption (Abbildung 41).

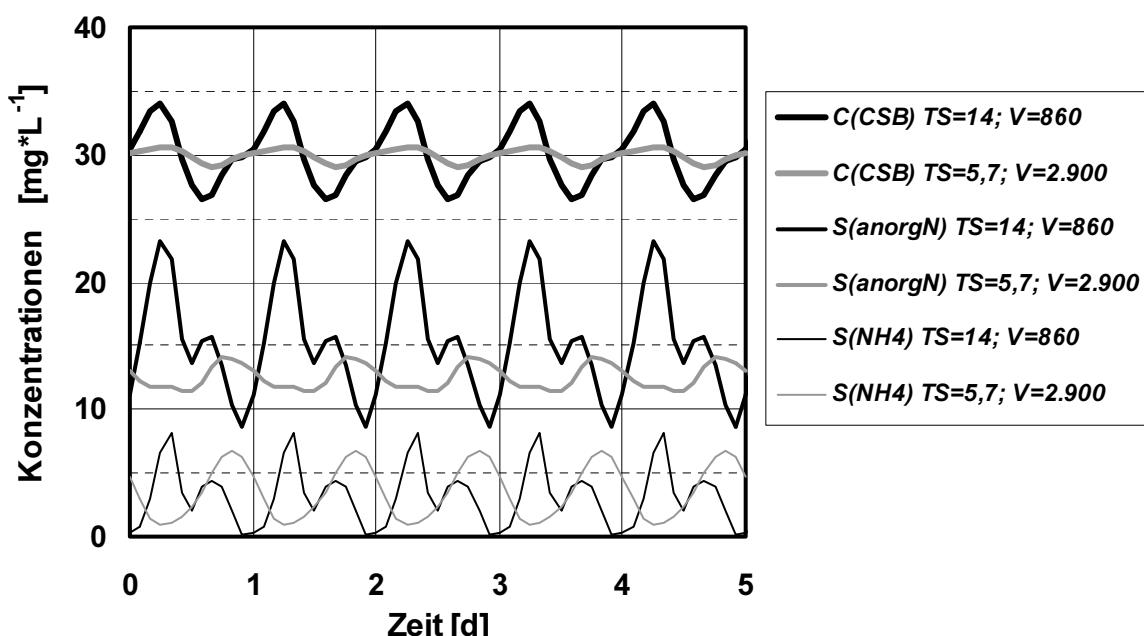


Abbildung 43: Systemvergleich einer konventionellen MBR-Anlage mit einer Niedrig-TS-MBR-Anlage (unkonventionelle MBR-Anlage)

Die Erhöhung der Gesamtschlammmenge, die zur Gewährleistung des aeroben Schlammalters in dem vorhandenen Belebungsbecken erforderlich wird, führt zu einer deutlichen Verbesserung der Denitrifikation und damit zu wesentlich reduzierten S_{anorgN} -Ablaufkonzentrationen.

Auf die Nitrifikation hat dieses Szenario nur geringen Einfluß. Zu erkennen ist die hohe Schwankungsbreite bei den S_{NH4} -Ablaufkonzentrationen, die bei konventionellen Belebungsanlagen durch das in diesem Konzept fehlende Nachklärervolumen vergleichmäßigt wird.

7.2.1.4.2 Störfallszenario

Im Falle einer Störung an der Membranfiltration ist schlechtestenfalls die Möglichkeit gegeben, den Betrieb derart umzustellen, dass die Filtration komplett außer Betrieb genommen wird und trotzdem ein Mindestmaß an Abwasserreinigung und Schlammrückhalt in der Anlage gegeben wäre. Das entsprechende Fließbild ist in Abbildung 44 dargestellt. Der Abwasserweg wird analog zur heutigen Verfahrensweise umgeleitet und das Denitrifikations-/Nitrifikationsbecken wieder als Absetzbecken (Nachklärung) betrieben. Als Belebungsvolumen stehen dann nur noch 800 m³ Beckenvolumen, in denen auch die (in Störung gegangenen) Filtrationsmodule installiert sind, zur Verfügung.

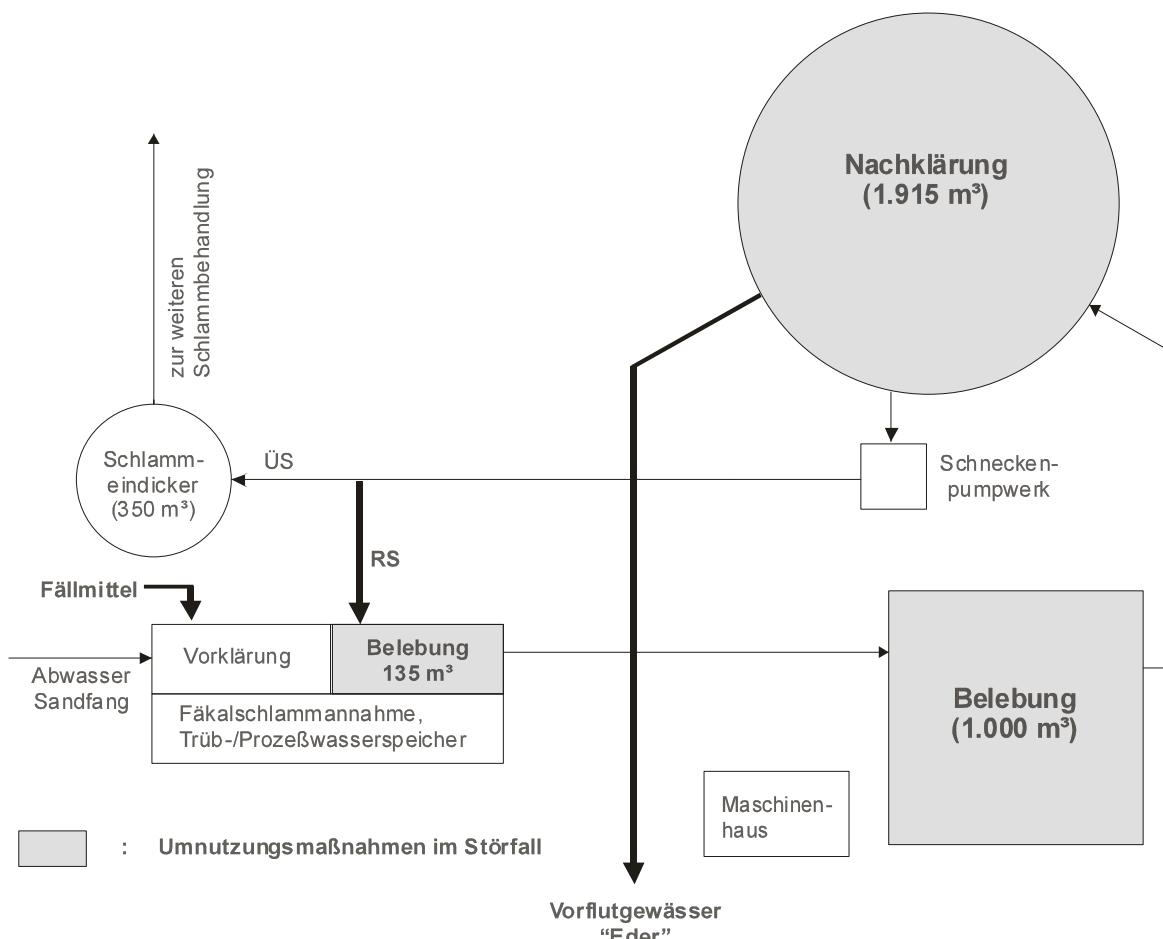


Abbildung 44: Fließbild beim Störfall der MBR-Anlage

Von dort wird das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch in das Nachklärbecken geleitet. Der abgesetzte Rücklaufschlamm wird über das Schneckenpumpwerk zurück in die Belebungsstufe gefördert. Das Pumpwerk sollte bei diesem Szenario auf Maximalleistung betrieben werden, damit möglichst viel Trockensubstanz im System verbleiben kann.

Das Einhalten der vorgeschriebenen Überwachungswerte wäre zweifellos nicht zu gewährleisten. Der Parameter S_{anorgN} kann mangels Denitrifikation sicherlich nicht eingehalten werden, von einer Teilnitritifikation wäre jedoch auszugehen. Inwieweit die Parameter C_{CSB} und C_{BSB} einzuhalten wären, hängt vor allem von der Güte der Phasentrennung im Nachklärbecken ab. Daher wäre zusätzlich anzuraten, intensiv Fällmittel in die Vorklärung zu dosieren, um auch auf diesem Wege möglichst viele gelöste Schmutzstoffe bereits vor der Belebungsstufe zu eliminieren.

7.3 Halbtechnische Untersuchungen

7.3.1 Allgemeines

Grundlegende Intention der Untersuchungen war es, Erkenntnisse und Bemessungshinweise für den Betrieb einer Membranfiltration zu gewinnen. Es ist deutlich hervorzuheben, dass nur der Einsatz einer Membranfiltration als Alternative zu einer Sedimentationsstufe (Nachklärung) betrachtet wird. Es soll daraus keine grundlegende Verfahrensumstellung resultieren. So soll die in Edermünde vorhandene anaerobe Schlammstabilisierung auch nach einer eventuellen Realisierung einer Membranfiltration weiterhin in Betrieb bleiben.

Bei den Untersuchungen gilt besonderes Augenmerk der Tatsache, Erkenntnisse über den Einsatz von Membranen in Trockensubstanzbereichen, die für das Membranverfahren untypisch niedrig sind ($4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$), zu gewinnen.

Die Betriebsphasen sind daher in erster Linie darauf ausgerichtet, die maximale Leistungsfähigkeit der Membranfiltration unter dem Einfluß geringer Trockensubstanzgehalte für eine nachfolgende Bemessung zu ermitteln.

7.3.2 Anlagenkonzeption

Die Untersuchungen wurden mit einer halbtechnischen Membranversuchsanlage durchgeführt, deren Erscheinungsbild in Tabelle 38 erläutert ist. Die nachfolgende Abbildung 45 zeigt das Verfahrensfließbild der halbtechnischen Membranversuchsanlage.

Tabelle 38: Erläuterung der Membranversuchsanlage

Anlagentyp		Hohlfasermodul ZW 500C (Fa. Zenon)
Betriebsart		getaucht
Betriebsweise		Crossflow
Anlagengröße	[m ³]	4,1 – 5,8
V _D	[m ³]	2,0 – 2,4
V _N	[m ³]	1,5 – 2,8
V _{MODULBEHÄLTER}	[m ³]	0,6 ^{*1)}
Porenweite	[µm]	< 0,1
Filterfläche	[m ²]	60

*1): separates Modulbehältervolumen

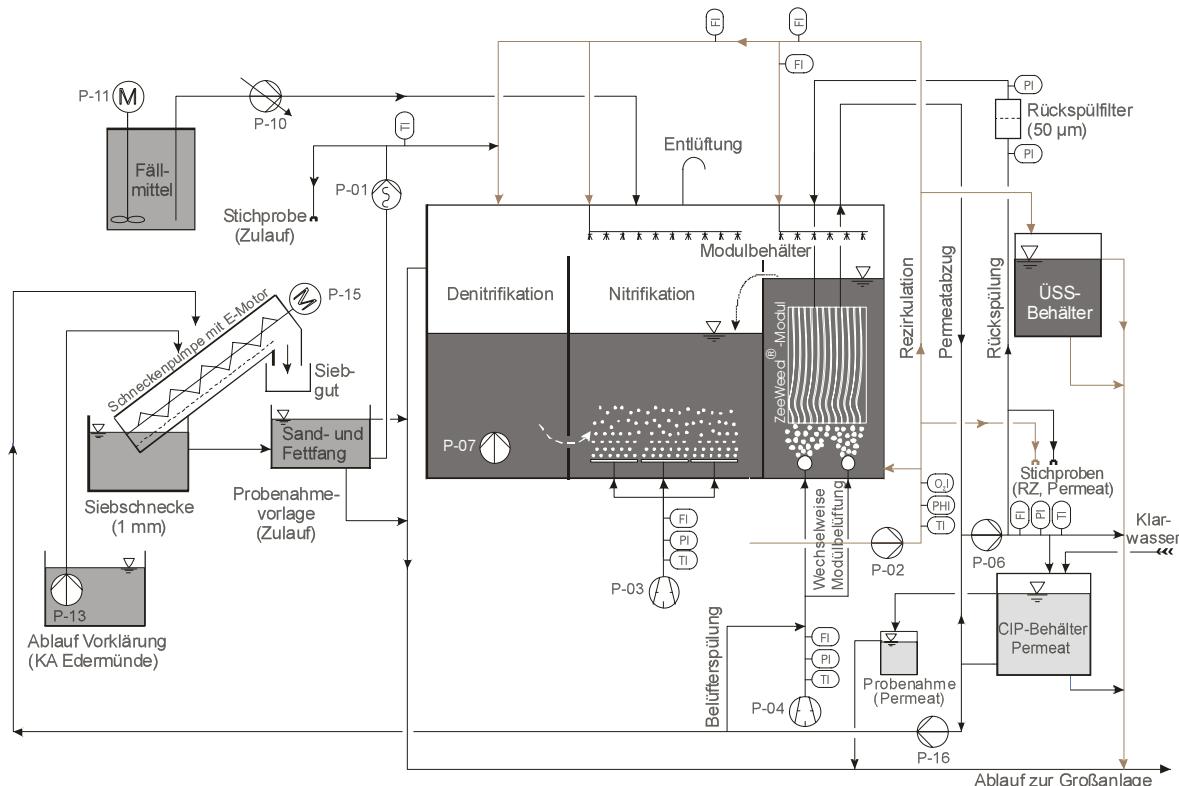


Abbildung 45: Fließbild der Membranversuchsanlage der Fa. Zenon

7.3.3 Betriebsphasen

Im Rahmen der Untersuchungen wurden folgende Parameter variiert:

- ⌚ Flux,
- ⌚ Art der Modulreinigung,
- ⌚ Filtrations- und Rückspül- bzw. Stillstandsintervalle,

- ⌚ Betrieb mit oder ohne chemische Phosphatfällung.

Ausgangspunkt dieser Parametervariationen sind Dauerbetriebsspezifikationen der projektbeteiligten Anlagenlieferanten.

Als weiterer (aber unbeeinflusster) Freiheitsgrad ist die Temperatur im Belebungsbecken zu sehen. Hier gilt das besondere Interesse dem Filtrationsverhalten bei tiefen Temperaturen in den Wintermonaten.

7.3.4 Messprogramme

Zur Erläuterung der Probenahmearten und der Analytik sei auf Kap. 5.6 und 6.6 verwiesen. In Tabelle 39 ist das Messprogramm dargestellt. Nicht berücksichtigt sind darin manuelle Messungen der Temperatur, des Sauerstoffgehaltes und des pH-Wertes. Die zugehörigen Analysevorschriften sind Tabelle 16 zu entnehmen.

Tabelle 39: Messprogramm der Membranversuchsanlage

	AVK/Zulauf	RZ	ÜS	Ablauf
C_{CSR}	24/2			24/2
C_{BSB}	24/2			
X_{TS}	24/2			24/2
C_N	24/2			
S_{NH4}	24/2			24/2
S_{NOX}	24/2			24/2
S_{PO4}	24/2			24/2
C_P	24/2			24/2
$P_{BIOMASSE}$			StP (1/w)	
$TKN_{BIOMASSE}$			StP (1/w)	
$X_{orgTS,BIOMASSE}$			StP (1/w)	
$TS_{BIOMASSE}$		StP (1/d)	StP (1/d)	
$ISV_{BIOMASSE}$		StP (3/w)		
pH	StP (1/d)	StP (1/d)		StP (1/d)
Temp	StP (1/d)	StP (1/d)		StP (1/d)
O_2		StP (1/d)		
Keimzahl				StP
Mikroskopisches Bild		StP		

24/2: mengenproportionale 24-Std.-Mischprobe aus 12 2-Std.-Mischproben
StP (): Stichprobe (Häufigkeit)

7.3.5 Betriebsparameter

Die Zulaufverhältnisse im Betrachtungszeitraum sind Tabelle 40 zu entnehmen.

Tabelle 40: Zulaufbelastungen zur Membranversuchsanlage

	Anzahl	Min	Ø	Varko^{*1}	Median	Max
	[·]	[mg·L ⁻¹]	[mg·L ⁻¹]	[%]	[mg·L ⁻¹]	[mg·L ⁻¹]
C_{CSR}	205	52	250	37	253	478
C_{BSB}	134	12	99	38	103	185
X_{TS}	203	27	95	56	90	720
C_N	116	9,9	50,1	29	55,1	86,9
C_{orgN}	116	1,1	11,5	32	11,8	22,8
S_{NOX}	205	0,13	2,39	77	1,94	7,88
S_{PO4}	204	0,29	3,38	42	3,43	6,48
C_P	192	1,31	5,48	34	5,59	9,53
S_{NH4}	205	4,3	32,5	42	33,8	63,0
Parameterverhältnisse						
C_{CSR/C_{RSR}}	134	2,05	3,02	24	2,85	6,04
X_{TS/C_{BSB}}	131	0,30	1,17	71	0,93	5,41
C_{TKN/C_{BSB}}	102	0,25	0,52	26	0,51	1,22
C_{orgN/C_{TKN}}	114	0,024	0,244	28	0,238	0,489

*1: Varko: Variationskoeffizient

Mit den aufgenommenen Daten wurden standardmäßig Regressionsanalysen zwischen den Parametern C_{CSB} und C_{BSB} und den Parametern S_{NH4} und C_N im Zulauf zur Versuchsanlage durchgeführt. Aufgrund der Güte der ermittelten Beziehungen wurde das Analytikprogramm reduziert, was die unterschiedlichen Datenmengen in Tabelle 40 erklärt. Die ermittelten Beziehungen lauten:

$$C_{BSB} = -8,4 + C_{CSB} * 0,385 \quad (\text{Bestimmtheitsmaß: } 0,85)$$

Gleichung 14

$$C_N = 9,2 + S_{NH4} * 1,11 \quad (\text{Bestimmtheitsmaß: } 0,95)$$

Gleichung 15

Gleichzeitig sei in Bezug auf die Grundlagenermittlung angemerkt, dass die verschiedenen Untersuchungen in Edermünde teilweise relevante Differenzen bei den Parameterverhältnissen aufzeigen, wobei sowohl der Kläranlagenbetrieb als auch die Probenahmestelle identisch waren. Dabei konnten in den halbtechnischen Versuchsreihen Daten über einen längeren Zeitraum (im Falle der Membranversuche von ca. 1 Jahr) erhoben werden. Bei der großtechnischen Untersu-

chung handelte es sich um eine zweiwöchige Zulaufmessung, die überwiegend bei Trockenwetterverhältnissen stattfand. Tabelle 41 enthält den Zahlenvergleich.

Dies kann als deutlicher Hinweis gewertet werden, dass kurze Messphasen, die sich Bereich weniger Wochen befinden, mit hohen Unsicherheiten behaftet sein können, zumal wenn aus ihnen zukünftige Belastungen abgeleitet werden sollen.

Die Parameterverhältnisse, die allesamt als eher ungünstig für die biologische Reinigung anzusehen sind und für die Sauerstoffbedarfsermittlung nach A 131 (Atv-Dvwk 2000) zu hoch sind ($C_{CSB,ZB}/C_{BSB,ZB} < 2,2$), werden sich jedoch unabhängig von der gewählten Ertüchtigungsvariante im zukünftigen großtechnischen Betrieb günstiger einstellen, da die Aufenthaltszeit in der Vorklärung gegenüber den momentanen Verhältnissen wenigstens halbiert werden wird.

Tabelle 41: Vergleich ermittelter Parameterverhältnisse

Verhältnis	Messreihe	Anzahl	Min	Ø	Max
$C_{CSB,ZB}/C_{BSB,ZB}$	gt MP 1999	11	2,08	2,55	3,06
	ht VR 1999	95	1,56	2,68	5,17
	ht VR 2001	134	2,05	3,02	6,04
$X_{TS,ZB}/C_{BSB,ZB}$	gt MP 1999	11	0,52	0,89	1,52
	ht VR 1999	95	0,34	1,06	4,60
	ht VR 2001	131	0,30	1,17	5,41
$C_{TKN,ZB}/C_{BSB,ZB}$	gt MP 1999	7	0,27	0,42	0,54
	ht VR 1999	61	0,27	0,50	0,87
	ht VR 2001	102	0,25	0,52	1,22

gt MP 1999: **großtechnische Messphase 1999**

ht VR 1999: **halbtechnische Versuche 1999 zur konventionellen Ertüchtigung**

ht VR 2001: **halbtechnische Versuche 2001 zur Ertüchtigung mittels Membranfiltration**

Tabelle 42 enthält die statistischen Daten zur Schlammbelastung und zum Schlammalter, mit denen die Anlage betrieben wurde. Das durchschnittliche Gesamtschlammalter lag bei 10 Tagen, das aerobe Schlammalter bei mindestens 4,3 Tagen (ohne Hinzurechnung des belüfteten Modulbehältervolumens).

7.3.6 Leistungsfähigkeit

7.3.6.1 Biologische Leistungsfähigkeit

7.3.6.1.1 Allgemeines

Bei allen Untersuchungen und Forschungsaktivitäten bezüglich der biologischen Leistungsfähigkeit von MBR-Anlagen steht die Frage im Vordergrund, ob überhaupt und in welchen Punkten sich eine Bemessung von den Bemessungsrichtli-

nien konventioneller Belebungsanlagen unterscheiden muss. Beispielhaft sei an den Sauerstoffzufuhrfaktor α erinnert (siehe Kap. 4.4.4).

Tabelle 42: Angaben zu Betriebsparametern und statistischen Parametern der halbtechnischen Membranversuchsanlage

Betriebsparameter	Statistische Parameter	Einheit	
$B_{TS,CSB}$	Anzahl		173
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,213
	Variationskoeffizient		63%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,183
$B_{TS,BSB}$	Anzahl		173
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,074
	Variationskoeffizient		62%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,065
$B_{TS,N}$	Anzahl		173
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,038
	Variationskoeffizient		64
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,034
$B_{TS,NH4}$	Anzahl		173
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,027
	Variationskoeffizient		71%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,024
t_{TS}	Anzahl		192
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	9,7
	Variationskoeffizient		24%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	9,9

Der grundsätzlichen Anwendbarkeit der A 131 (Atv-Dvwk 2000) wird jedoch in keiner Publikation widersprochen. Davon kann um so mehr ausgegangen werden, wenn eine MBR-Anlage hinsichtlich ihrer Volumina und Trockensubstanzgehalte eher einer konventionellen Belebungsanlage als einer konventionellen MBR-Anlage ähnelt wie in der vorliegenden Untersuchung der Kläranlage Edermünde. Unter dem Aspekt der biologischen Leistungsfähigkeit kann also bereits vor Versuchsbeginn von der grundsätzlichen Machbarkeit ausgegangen werden.

Über den Betrachtungszeitraum von ca. 200 Versuchstagen wurde ein vollständiger BSB_5 -Abbau, ein vollständiger Rückhalt der Trockensubstanz (d.h. feststofffreies Permeat bzw. X_{TS} -Konzentrationen unterhalb der analytischen Nachweisgrenze von $1 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$) sowie im Durchschnitt ein 90%iger C_{CSB} -Abbau beobachtet. Die durchschnittliche C_{CSB} -Ablaufkonzentration betrug $21 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$.

Stichprobenhafte Analysen der Bakterienzahl belegen zudem den mikrobiologischen Wirkungsgrad der Membranfiltration. Salmonellen wurden generell nicht gefunden, in einer von 11 Proben wurde eine Anzahl an Fäkalstreptokokken (140 pro 100 ml) oberhalb des Grenzwertes der EU-Badegewässerrichtlinie (100 pro 100 ml) ermittelt und die mittlere Anzahl an Escherichia coli (Leitkeim für fäkale Kontaminationen) lag bei der genannten Probenanzahl bei 6 pro 100 ml.

Die Stickstoffelimination – und hierbei in erster Linie die Nitrifikation – war über den gesamten Betrachtungszeitraum nur unvollständig. Das betriebliche Einstellen eines niedrigen Schlammalters bei gleichzeitig niedrig zu haltendem Trockensubstanzgehalt führte mehrfach zum Erliegen der Nitrifikation. Weitere Ursachen sind in der halbtechnischen Betriebsführung zu sehen, die auf die Volumenverhältnisse in Edermünde zugeschnitten werden musste. Auf die Möglichkeit, das Schlammalter durch eine Reduzierung der Überschussschlammennahme zu erhöhen und somit eine vollständige Nitrifikation zu erreichen, wurde verzichtet, um die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen zur Überschussschlamm- und die Gasproduktion durchführen zu können. Gleichzeitig zeigen Paralleluntersuchungen zur Membranfiltration als Ertüchtigungsmaßnahme einer kommunalen Kläranlage an einem anderen Standort in Hessen, dass eine vollständige Nitrifikation bei höheren Schlammaltern dauerhaft erzielt werden konnte (FG SIWAWI KASSEL 2004).

Die Phosphorelimination erfolgt im halbtechnischen Maßstab (wie gegenwärtig bereits großtechnisch betrieben) mittels chemischer Fällung durch FeCl_2 . Insofern wurde der C_P -Überwachungswert sicher eingehalten.

Wesentlicher Unterschied der Untersuchungen in Edermünde zu der Mehrzahl bisheriger groß- und halbtechnischer Anwendungen ist der Umstand, dass das MBR-Verfahren hinsichtlich der organischen Belastung und der Schlammstabilisierung in einem nicht simultan stabilisierenden Belastungsbereich betrieben wurde. Deswegen wird der Focus vor allem auf die Überschussschlamm- und die Gasproduktion, also diejenigen betrieblichen Aspekte gerichtet, die in erster Linie einen Einfluss auf die nachfolgende anaerobe Schlammstabilisierung haben.

7.3.6.1.2 Überschussschlammproduktion

Tabelle 43 enthält die Ergebnisse der Überschussschlammproduktion bezogen auf die eliminierten organischen Schmutzfrachten sowie die prozentualen organischen Anteile der Feststoffmenge des Überschussschlammes. Der Trockensubstanzgehalt TS_{BB} lag zwischen 5 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ und 9 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$. Das Verhältnis X_{TS}/C_{BSB} betrug durchschnittlich 1,17 (siehe Tabelle 41).

Die BSB_5 -bezogene durchschnittliche Überschussschlammproduktion beträgt 1,46 $\text{kg}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{d}^{-1}$. Vergleicht man diesen Wert mit den in Kap. 4.4.5.2 genannten Ansätzen zur Ermittlung der Überschussschlammproduktion, erhält man die in Tabelle 44 dargestellten Werte.

Tabelle 43: Überschussschlammproduktion der MBR-Versuchsanlage

Betriebsparameter	Statistischer Parameter	Einheit	
$\bar{U}S_{d,C,BSB}$	Anzahl		200
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	1,46
	Variationskoeffizient		89%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	1,23
$\bar{U}S_{d,C,CSB}$	Anzahl		180
	Mittelwert	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,53
	Variationskoeffizient		75%
	Median	[kg·kg ⁻¹ ·d ⁻¹]	0,49
X_{orgTS}	Anzahl		59
	Mittelwert		62,2%
	Variationskoeffizient		6,4%
	Median		62,1%

*Tabelle 44: Einordnung der Überschussschlammproduktionen
(Mittelwerte über den Untersuchungszeitraum)*

Ermittlungsgrundlage	Überschussschlammproduktion [kgTS·kgBSB ₅ ⁻¹ ·d ⁻¹]
Halbtechnische Membranversuchsanlage	1,46
Ansatz von GÜNDER (1999, Gl. 2.28)	1,45
Ansatz von WICHERN/ROSENWINKEL (2002, Gl. 6)	1,15

Bezogen auf die dargestellten Mittelwerte ergibt sich eine gute Übereinstimmung zu dem Ansatz von GÜNDER (1999). Eine Anpassung der Versuchsergebnisse im Parameter *Anteil nicht hydrolysierbarer Partikel von X_{TS,Z}*, wie von GÜNDER vorgenommen (von 0,6 auf 0,5), war hier nicht erforderlich. Demzufolge kann die im Ansatz von WICHERN/ROSENWINKEL (2002) vollzogene Vernachlässigung des inerten Restes der abgestorbenen Biomasse nicht bestätigt werden. Dieser Ansatz liegt um rund 20% niedriger.

Eine BSB₅-bezogene durchschnittliche Überschussschlammproduktion von 1,46 kgTS·kgBSB₅⁻¹·d⁻¹ erscheint hoch. Ein Vergleich mit dem A 131 (Atv-Dvwk 2000; Gl. 5-12, Tab.5) ergibt unter sonst gleichen Bedingungen eine theoretische $\bar{U}S_{d,C,BSB}$ von 1,12 kgTS·kgBSB₅⁻¹·d⁻¹.

Legt man ein maximales C_{CSB}/C_{BSB} -Verhältnis von 2,2 zu Grunde, wie es in der A 131 genannt ist, ergibt sich daraus eine CSB-bezogene durchschnittliche Überschussschlammproduktion von mindestens $0,51 \text{ kgTS} \cdot \text{kgCSB}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. Dies wiederum entspricht der in der halbtechnischen Membranversuchsanlage ermittelten Wert von $0,53 \text{ kgTS} \cdot \text{kgCSB}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. Die hohe BSB₅-bezogene Überschussschlammproduktion ist demnach durch das hohe C_{CSB}/C_{BSB} -Verhältnis von ca. 3,0 (siehe Tabelle 41) erklärbar.

Weiterhin ist der Vergleich ein Hinweis darauf, dass die Überschussschlammproduktion eher CSB-abhängig abläuft und daher der Bezug der Überschussschlammproduktion auf den Parameter C_{CSB} zu aussagekräftigeren Erkenntnissen führt als die Bezugnahme auf den Parameter C_{BSB} .

7.3.6.1.3 Gasproduktion

Zur Einordnung der Gasproduktion des nicht stabilisierten Überschussschlammes einer MBR-Anlage wurden gemäß DIN 38 414 - S 8 Untersuchungen zur Bestimmung des Faulverhaltens durchgeführt. Es wurden drei Versuche mit Überschussschlamm der halbtechnischen Versuchsanlage und parallel dazu mit dem Belebschlamm der Großanlage Edermünde (jeweils ohne Beimischung von Primärslamm) durchgeführt (Abbildung 46).

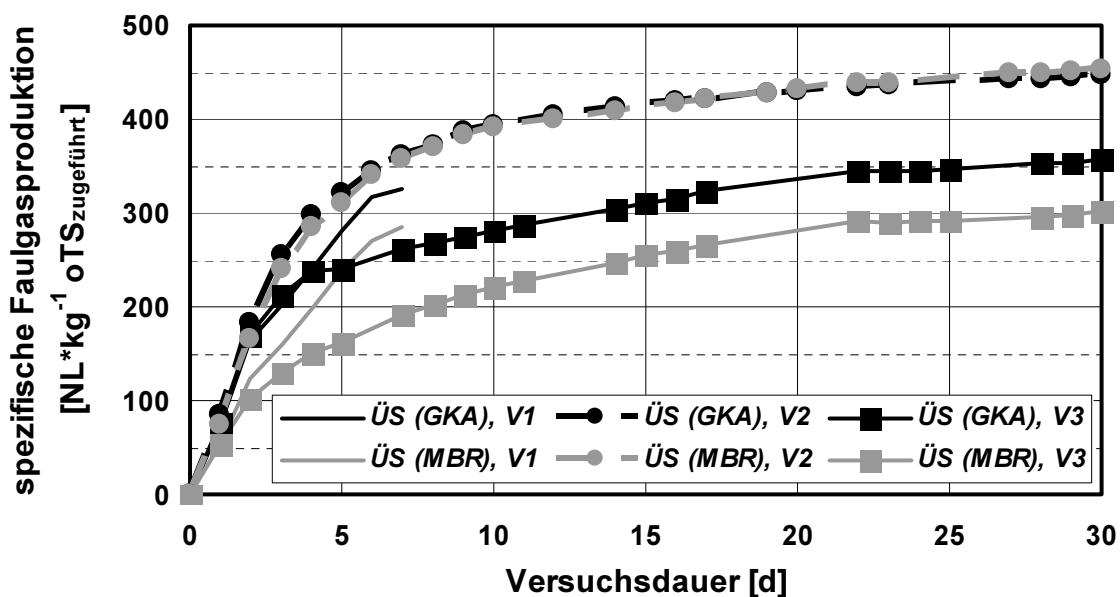


Abbildung 46: Vergleich der spezifischen Faulgasproduktion von konventionellem Belebschlamm und Belebschlamm der halbtechnischen MBR-Anlage

Der Versuch V1 musste aus technischen Gründen nach 7 Tagen abgebrochen werden. Die Versuche V2 und V3 konnten DIN-konform durchgeführt werden.

BAHRS et al. (1994) nennen für die anaerobe Stabilisierung von Sekundärschlämmen aus konventionellen Belebungsanlagen ein Spektrum von $200 \text{ NL} \cdot \text{kg}^{-1}$ bis

300 NL·kg⁻¹ (Normliter produzierten Faulgases bezogen auf die zugeführte organische Trockenmasse).

Im Versuch V2 wurden mit beiden Schlämmen völlig identische Gasproduktionsverläufe aufgenommen. Der Gasertrag lag dabei auf einem vergleichsweise sehr hohen Niveau von 450 NL·kg⁻¹.

Im Versuch V3 konnte die Übereinstimmung der Gasproduktionsverläufe, nicht jedoch die Übereinstimmung des Gasertrages und die Höhe des Gasertrages bestätigt werden. Der konventionelle Überschussschlamm erreichte einen Gasertrag von 350 NL·kg⁻¹, der Gasertrag des Überschussschlammes der Membranversuchsanlage war bei 300 NL·kg⁻¹ um ca. 15% niedriger, lag aber immer noch am oberen Ende des von BAHRS et al. (1994) berichteten Gasertragsspektrums.

Weiterhin lassen die aus dem Versuch V1 im Verlauf der sieben Tage bis zum Versuchsabbruch gewonnenen Daten vermuten, dass sich die Ergebnisse dieses Versuches in das Spektrum der vorgenannten Versuche eingereiht hätten. Jedoch ist auch in diesen Gasproduktionsverläufen eine Spreizung zwischen den Ertragsmengen der beiden Überschussschlämme zu erkennen, die die Größenordnung aus dem dritten Versuch von ca. 15% vermutlich bestätigt hätte.

Insgesamt zeigen diese Ergebnisse, dass der Schlamm aus der halbtechnischen Membranversuchsanlage in seinem Faulverhalten mit dem Schlamm aus der konventionellen Großanlage vergleichbar ist. Diese Erkenntnis bestätigt auch der 2. Arbeitsbericht des ATV-DVWK-Fachausschusses KA-7 (2004).

Insofern ist keine relevant verminderte Gasproduktion im Rahmen der anaeroben Schlammstabilisierung beim Betrieb einer MBR-Anlage mit niedrigen Trockensubstanzengehalten zu erwarten, zumal bei Betrachtung des Gesamtsystems einen wesentlich größeren Einfluß auf die Gasproduktion ohnehin der Primärschlamm gegenüber dem Sekundärschlamm hat. Dabei wiederum ist die Aufenthaltszeit des Abwassers in der Vorklärung, die künftig auf der Kläranlage Edermünde verkleinert werden soll, ohne Belang (ATV 1996).

7.3.6.2 Hydraulische Leistungsfähigkeit

7.3.6.2.1 Allgemeines

Dem Aspekt der hydraulischen Leistungsfähigkeit einer MBR-Anlage kommt gegenwärtig im Vergleich zur biologischen Leistungsfähigkeit erhöhte Bedeutung, da hierfür im Technischen Regelwerk noch keine Bemessungsrichtlinien existieren und die erforderlichen Bemessungs- und Betriebsgrößen am sichersten aus Vor-Ort-Untersuchungen ermittelt werden müssen.

Während des Betrachtungszeitraumes von August 2001 bis März 2002 wurden neben der unbeeinflussten Reaktortemperatur der Flux, die Modulreinigung und die Zykluszeiten variiert.

Hinsichtlich der Phosphorelimination war eine FeCl₂-Fällung aktiviert.

Das Membranmodul war zu Beginn des Betrachtungszeitraumes im Neuzustand und bestand aus drei Faserbündeln. Aufgrund eines Störfalles (Verschlammung der Permeateleitung) wurden Mitte Dezember nach ca. 130 Untersuchungstagen zwei der drei Faserbündel erneut ausgetauscht.

7.3.6.2.2 Betriebsverlauf

Aufgrund der Tatsache, dass die Auswirkungen von Reinigungsmodalitäten und Änderungen von Fluxraten oder Zykluszeiten auf den Transmembrandruck und die Permeabilität nicht exakt voneinander zu trennen sind, werden diese Aspekte im Weiteren auch zusammen diskutiert, wobei die Darstellung dem chronologischen Betriebsablauf folgt.

In der folgenden Tabelle 45 und der nachstehenden Abbildung 47 und Abbildung 50 sind die Leistungsbilder (Abbildungen der hydraulischen Leistungsfähigkeit) der Anlage in den ersten ca. 70 Tagen nach Einbau des Moduls und über einen Zeitraum von ca. 100 Tagen nach Austausch von $\frac{2}{3}$ der Membranfläche (Mitte Dezember 2001) zu sehen.

Die Angaben zu Flux und Permeabilitäten sind als Nettowerte zu verstehen.

Tabelle 45: Abfolge der Betriebseinstellungen

Phase	Zeitraum	Flux	Abzugsdauer	Rückspüldauer	Modul-reinigung
		[L·m ⁻² ·h ⁻¹]	[s]	[s]	
1a	27.07. - 02.08.2001	11,5	360	30	keine
1b	02.08. - 06.08.2001	15,0			
1c	06.08. - 09.08.2001	25,0			
1d	09.08. - 22.08.2001	15,0			
1e	22.08. - 27.08.2001	20,0			
1f	27.08. - 25.09.2001	15,0			
1g	25.09. - 30.09.2001	20,0			
2a	12.12. - 04.02.2002	20,0	210	15	Zwischen-reinigung an Luft
2b	04.02. - 01.03.2002	25,0			
2c	01.03. - 19.03.2002	25,6	240	15	

Da es sich bei den hier dargestellten Versuchen um eine konkrete einzelfallbezogene Machbarkeitsuntersuchung handelt und im folgenden Leistungsbilder während unterschiedlicher klimatischer Verhältnisse abgebildet werden, erscheint eine generelle Abstrahierung der Daten durch eine temperaturabhängige Normierung (GÜNDER 1999) von Flux und Permeabilitäten nicht zielführend. Diese Überlegung

findet im Weiteren dann Anwendung, wenn abschließend die Leistungsfähigkeit zu unterschiedlichen Versuchszeitpunkten verglichen wird.

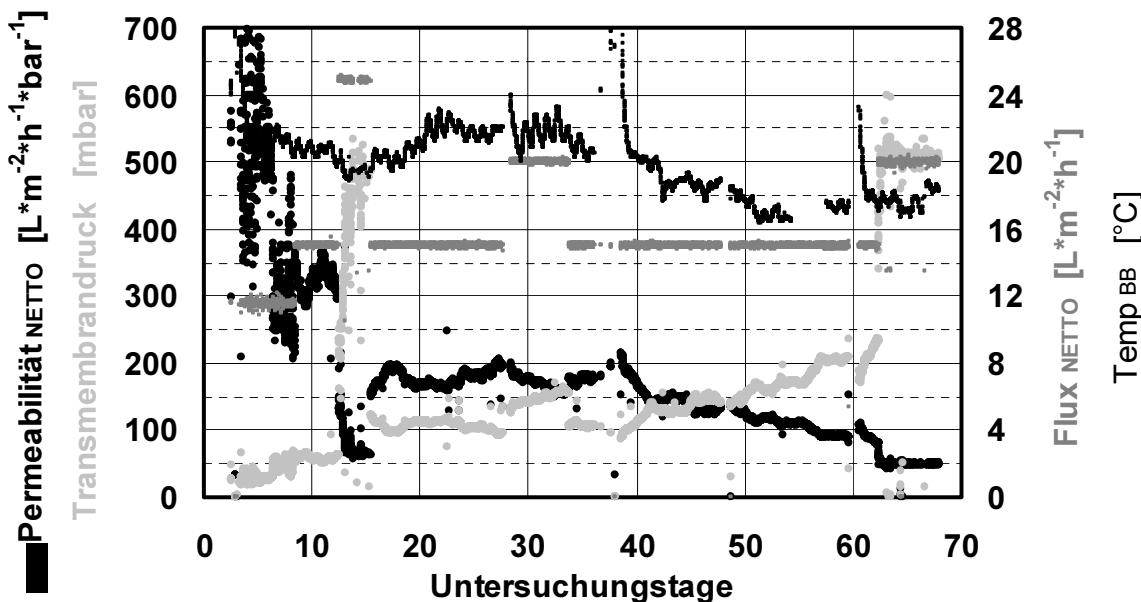


Abbildung 47: Leistungsbild August/September 2001

Der Rückspülflux betrug während des Betrachtungszeitraumes die 1,5-fache Abzugsmenge. Die Belüftung des Moduls erfolgte permanent mit einer spezifischen Luftmenge von $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$.

Die Membranfiltration wurde mit einem geringen Flux von $11 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ bis $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ angefahren (Phasen 1a und 1b) und nach 10 Tagen auf $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ umgestellt (Phase 1c).

Diese Umstellung führte zu einem unerwartet hohen Anstieg des Transmembrandruckes, der zeitweise einen Absolutwert von 500 mbar überschritt. Daraufhin wurde der Flux auf die Ausgangsleistung von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ reduziert (Phase 1d). Zu diesem Zeitpunkt ist bereits die negative Auswirkung der drastischen Fluxerhöhung in der Phase 1c auf die Filtrationsleistung der Membran an der Erhöhung (\approx Verdopplung) des Transmembrandruckes bzw. der Reduzierung (\approx Halbierung der Permeabilität) zu erkennen. Transmembrandruck und Permeabilität liegen am Ende der Phase 1b bei 60 mbar und $300 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{bar}^{-1}$, zu Beginn der Phase 1d bei 120 mbar und $150 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{bar}^{-1}$. Es muss daher zu diesem Zeitpunkt bereits von einer irreversiblen Leistungsminderung des Membranmoduls ausgegangen werden.

Der Verlauf der Phase 1d ist hinsichtlich des Transmembrandruckes näherungsweise konstant. Über einen Zeitraum von 13 Tagen ist keine Verschlechterung der Filtrationsleistung zu verzeichnen.

In der Phase 1e wurde für vier Tage der Flux von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ auf $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ erhöht, um in Anschluss zu Beginn der Phase 1f ($15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$) zu prüfen, ob im Vergleich zu den Auswirkungen der Fluxerhöhung von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ auf $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ ähnliche Leistungseinbußen festzustellen waren. Dies ist nicht der Fall. Der Transmembrandruck liegt zu Beginn der Phase 1f auf dem gleichen Niveau von ca. 100 mbar. Bis zu diesem Zeitpunkt lag das Temperaturspektrum im Belebungsbecken der MBR-Anlage bei 20°C bis 22°C .

Im weiteren Verlauf nimmt der Transmembrandruck kontinuierlich zu. Dies ist vermutlich auf die stetige Abkühlung in der Belebung auf 16°C zurückzuführen, in erster Linie aber auf den Umstand, dass das Modul nach dem wechselhaften Betrieb und der offensichtlichen frühen irreversiblen Leistungsminderung (Phase 1c) spätestens zu diesem Zeitpunkt hätte gereinigt werden müssen.

Stattdessen wurde in der letzten Betriebseinstellung der Phase 1 (1g) der Flux nochmals auf $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ erhöht. Die Filtrationsleistung brach daraufhin ein (Anstieg des Transmembrandrucks bis hin zu dem Abschalthdruck der Versuchsanlage bei 500 mbar, Permeabilität: $\leq 50 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{bar}^{-1}$).

Das Resümee dieser ersten Betriebsphase muss daher lauten, dass das Leistungsbild hinsichtlich Filtrationsleistung und Betriebsstabilität hinter den Erwartungen zurückgeblieben ist. Zum einen wurden Fluxe oberhalb derer, die gegenwärtig auf konventionellen MBR-Anlagen betrieben werden (siehe Tabelle 9) nicht erreicht. Zum zweiten war nach einem nur zweimonatigen Betrieb das Membranmodul offenkundig in einem Zustand, der eine Hauptreinigung erforderlich gemacht hätte.

Davon abweichend wurde daraufhin als Reinigungsmodus ab Ende September bis zum Ende der Untersuchungen eine Zwischenreinigung an Luft (*in situ*) betrieben, während derer in einer ersten Phase mehrfach für wenige Minuten Natriumhypochloritlösung durch die Membran rückgespült wird und die gleiche Prozedur in einer zweiten Phase mit verdünnter Zitronensäure und Salzsäure wiederholt wird. Die Lösungen wurden mit aufgewärmten Wasser (30°C bis 35°C) durchgeführt. Der gesamte Prozess wird membranseitig an Luft durchgeführt, wofür jeweils der Modulbehälter (600 Liter) zu entleeren ist. Der gesamte Reinigungsvorgang unterbrach den Versuchsanlagenbetrieb jeweils um ca. 2 Std. bis 2,5 Std.

Die Fragestellung bei dieser Vorgehensweise war, inwieweit es möglich ist, unter Umgehung einer Hauptreinigung ein leistungsmäßig stark reduziertes Filtrationsmodul mit Hilfe von Zwischenreinigungen in seiner hydraulischen Leistungsfähigkeit bei Aufrechterhaltung der Fluxrate von $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ wieder zu ertüchtigen. Die Abbildung 48 zeigt, dass über einen Zeitraum von sechs Wochen (d.h. sechs Zwischenreinigungen) keine dauerhafte Verringerung des Transmembrandruckes zu verzeichnen war.

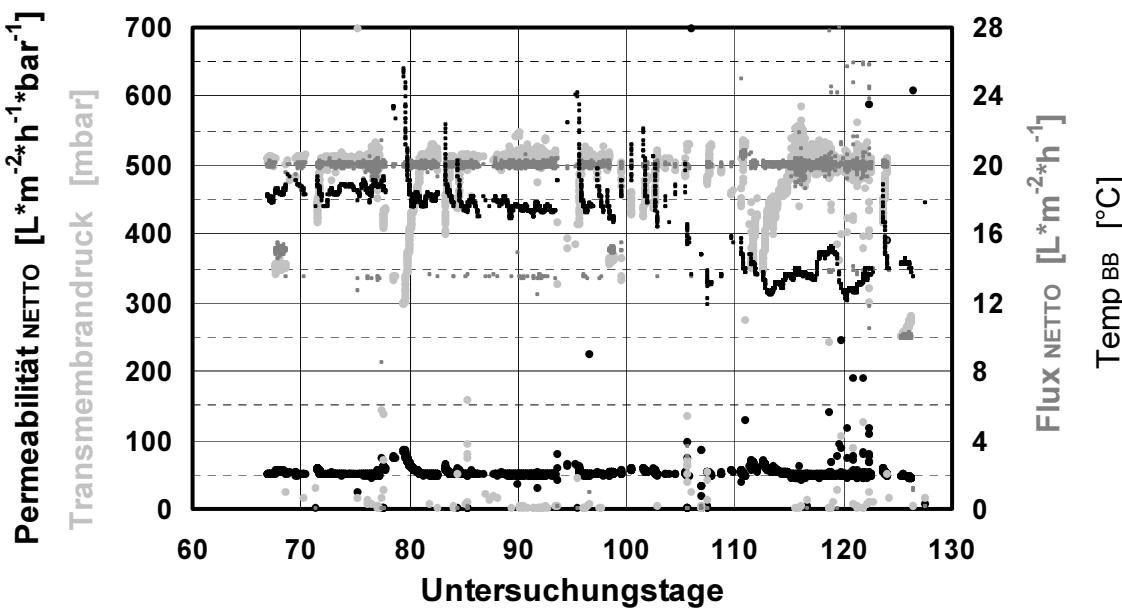


Abbildung 48: Leistungsbild Oktober/November 2001

Zusätzlich wurde am 16.11.2001 eine Änderung der Zykluszeiten vorgenommen. Die Abzugsdauer wurde auf 210 Sekunden, die Rückspülzeit auf 15 Sekunden verkürzt. Ausgangspunkt für diese waren zum einen positive Erfahrungen aus dem halbtechnischen Versuchsanlagenbetrieb in Beverwijk (VAN DER ROEST et al. 2002) sowie die Auswertung der Zyklusdruckverläufe aus dem in Abbildung 49 dargestellten Betrieb.

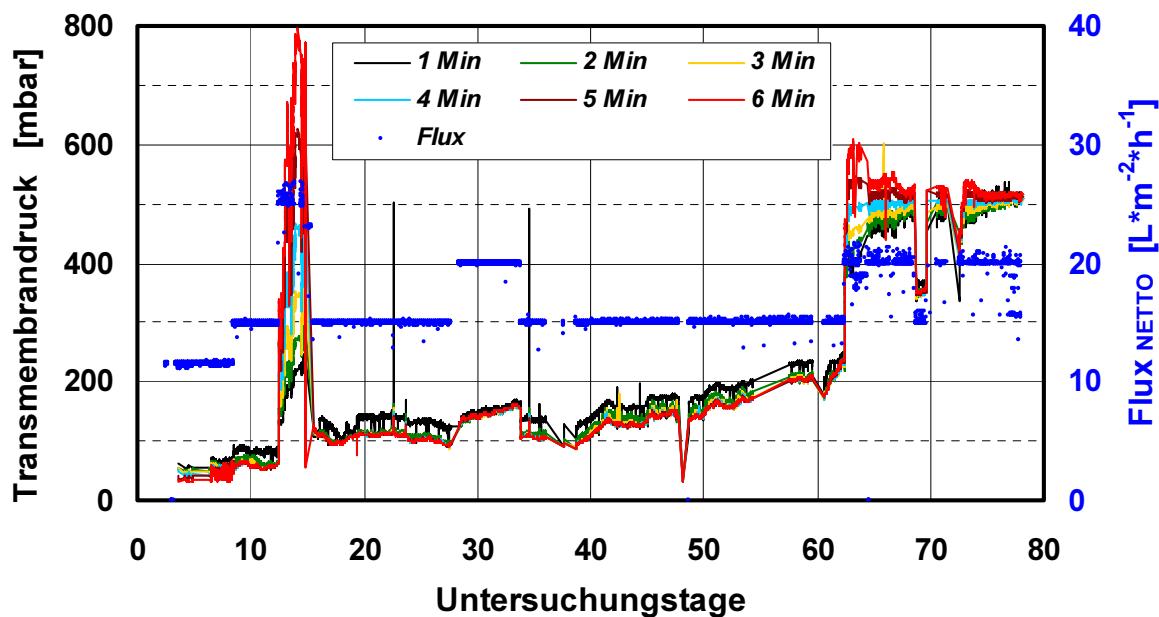


Abbildung 49: Druckverläufe im Abzugszyklus (Betriebsphase 1)

Die Abbildung 49 zeigt diesen im Minutenraster ausgewerteten Druckverlauf ohne Berücksichtigung der Druckverhältnisse in der Rückspülzeit. Dargestellt sind nur vollständig verlaufene Zyklen.

Festzustellen ist die extreme Spreizung des Transmembrandruckes (zwischen 200 mbar und 800 mbar) während der Phase 1c. Der Transmembrandruck steigt über die Zyklusdauer nicht linear sondern exponentiell an und erreicht nach der dritten Abzugsminute oberhalb von 300 mbar eine Größenordnung, die für den Dauerbetrieb inakzeptabel hoch ist. Da in der Betriebsphase 2 noch ein Dauerbetrieb mit einem Flux von $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ untersucht werden sollte, wurde auf der Grundlage dieser Erkenntnis die Abzugsdauer reduziert.

Weiterhin ist an den Phasen 1e und 1g (jeweils mit einem Flux von $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$) der unterschiedliche zyklusinterne Druckverlauf in Abhängigkeit des leistungsmäßigen Betriebszustandes des Membranmoduls zu erkennen. In der Phase 1e nach einer Betriebszeit von vier Wochen ist der Druckverlauf über die Zyklusdauer konstant bei ca. 150 mbar. In der Phase 1g nach einer Betriebszeit von acht Wochen ist der Transmembrandruck bereits zu Zyklusbeginn bei 400 mbar, am Zyklusende in den ersten beiden Betriebstagen sogar bei 600 mbar.

In den drei genannten Betriebseinstellungen (1c, 1e, 1g) wächst der Transmembrandruck mit zunehmender Abzugsdauer an. In den anderen Betriebseinstellungen, in denen der Flux $\leq 15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ ist, tritt der maximale Transmembrandruck am Zyklusbeginn auf und nimmt danach ab.

Die Abbildung 50 zeigt das Leistungsbild der Betriebsphase 2.

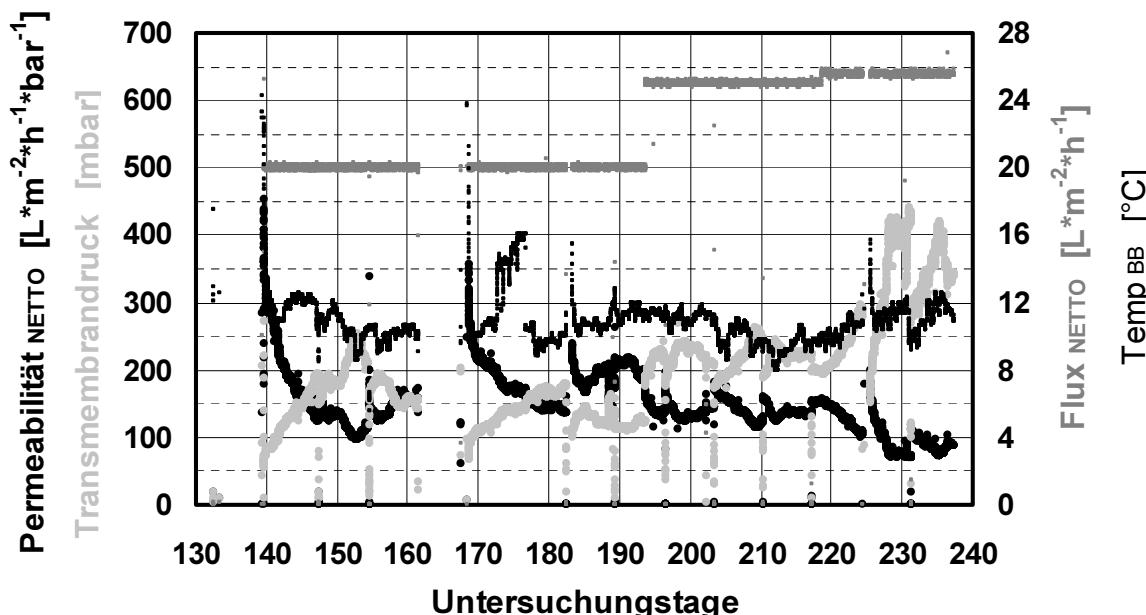


Abbildung 50: Leistungsbild Dezember 2001 bis März 2002

Die Versuchsanlage war über den Jahreswechsel störfallbedingt außer Betrieb gegangen. Zwischenreinigungen wurden an den Untersuchungstagen 147, 154, 161, 182, 189, 196, 203, 210, 217, 224 und 231 durchgeführt.

Betriebsbedingt konnte eine für den 175. Untersuchungstag geplante Zwischenreinigung nicht durchgeführt werden. Unmittelbar nach der Zwischenreinigung am 182. Untersuchungstag ging die Versuchsanlage in Störung und konnte erst am nächsten Tag in Betrieb gesetzt werden, wodurch eine kurzzeitige Auftemperierung des Reaktorvolumens (nicht dargestellt) zu erklären ist.

Grundsätzlich ist die positive Auswirkung einer Zwischenreinigung an Luft, die kontinuierlich ohne besondere Berücksichtigung des Membranzustandes durchgeführt wird, zu erkennen. Sowohl für die Phase 2a als auch für die Phase 2b gelang es, den Transmembrandruck mindestens auf einem Niveau zu halten. Dieses Druckniveau lag in der Phase 2a bei ca. 150 mbar, (am Ende der Phase noch etwas niedriger), in der Phase 2b bei ca. 220 mbar und damit in Größenordnungen, die als dauerbetriebstauglich für den großtechnischen Einsatz anzusehen sind.

Es ist in den mittleren und späteren Betriebszeiträumen der Phasen 2a und 2b auch zu erkennen, dass sich die hydraulische Leistungsfähigkeit des Membranmoduls vor den Zwischenreinigungen noch in einer positiven Entwicklungsphase befinden, so dass es möglich erscheint, die Zwischenreinigungsintervalle bei kontinuierlichem Betrieb, d.h. in erster Linie bei konstantem Flux, über den Zeitraum von einer Woche hinaus zu verlängern.

Tendenziell ist in diesen kurzen Versuchszeiträumen sogar über eine Stabilisierung hinaus eine geringe Druckreduzierung zu erkennen. Eine Langzeitprognose ist aufgrund dieser Untersuchungen jedoch nicht möglich und steht forschungsseitig noch aus. Im halbtechnischen Maßstab wurde der gleiche positive Effekt auch während der Untersuchungen in Beverwijk festgestellt (VAN DER ROEST et al. 2002).

Da in der Betriebsphase 2 zwei Freiheitsgrade gegenüber der Betriebsphase 1 verändert wurden (Reinigungsmodus und Zykluszeiten) ist nicht exakt aufzuschlüsseln, welche der beiden Maßnahmen welchen Anteil am Gesamteffekt hervorruft. Es ist jedoch für die Phasen 2a und 2b aus Abbildung 51 zu ersehen, dass das Druckspektrum über einen Zyklus klein ist und im Bereich von maximal 50 mbar liegt. Dabei legen die Druckverläufe zu den Betriebsphasenenden hin die Vermutung nahe, dass sich die Filtration zu einem druckstationären Betrieb hin entwickelt. Sowohl Ende Januar (Ende Phase 2a) als auch Ende Februar (Ende Phase 2b) sind die Druckverläufe über die Zyklusdauer annähernd konstant.

Daraus kann auch mit Blick auf die kurze Rückspülzeit von 15 Sekunden und dem Umstand, dass bis zur Phase 2b keine negativen Auswirkungen aus dieser Verkürzung festzustellen waren, gefolgert werden, dass für das Aufbrechen und anschließendes Ablösen der Deckschicht von der Oberseite der Filtermembran

der eigentliche Rückspülimpuls von größerer Bedeutung ist als die Dauer der Rückspülung.

Vor diesem Hintergrund wurde in einer letzten Untersuchungsphase die Abzugsdauer im Zyklus nochmals um 30 Sekunden auf 240 Sekunden erhöht. Diese Maßnahme führte zu einer deutlichen und derart nicht erwarteten Erhöhung des Transmembrandruckes (siehe Abbildung 51).

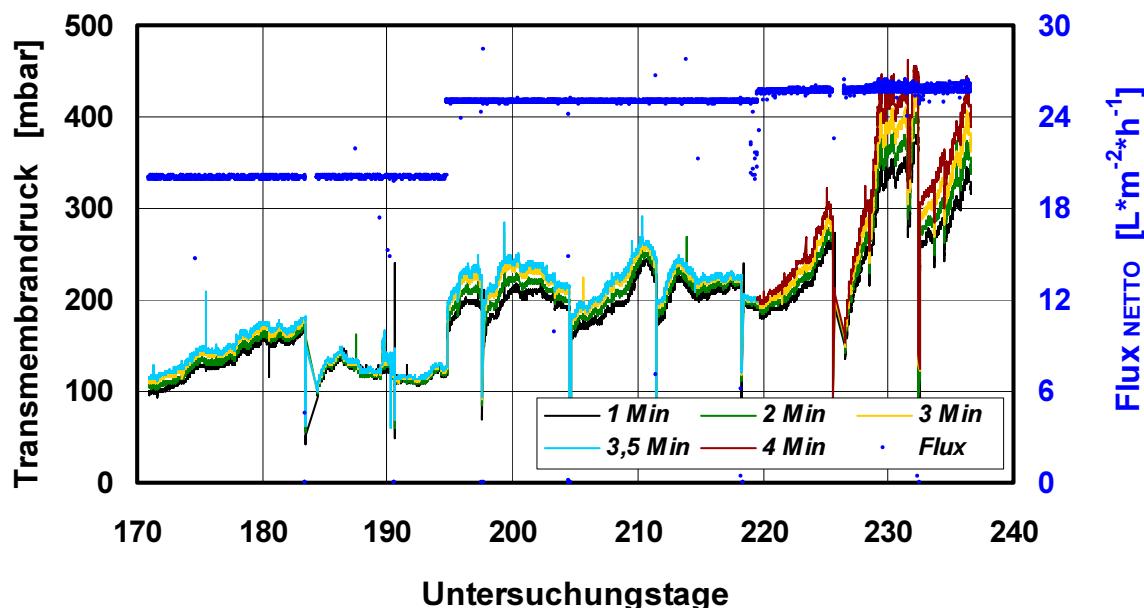


Abbildung 51: Druckverläufe im Abzugszyklus (Betriebsphase 2)

Nach der ersten Zwischenreinigung in dieser Betriebsphase konnte zwar noch mal ein Anfangszustand erreicht werden, der denen der Phase 2b entspricht, jedoch verlief der Druckanstieg in der folgenden Betriebswoche wesentlich steiler (von 150 mbar bis ca. 400 mbar) und der Anfangszustand nach der sich anschließenden Zwischenreinigung lag im Vergleich zur Vorwoche bereits um 100 mbar höher bei einem Druckniveau von 250 mbar.

Aufgrund der Kürze dieser Betriebsphase konnte für diese Einstellung kein druckstationärer Zustand ansatzweise erreicht werden, weswegen auch keine Aussage dazu möglich ist, auf welchem Druckniveau sich dieser einstellen würde.

Aufgrund dieses Untersuchungsverlaufes sowie in Anbetracht der Tatsache, dass der hydraulische Leistungszugewinn bei Erhöhung der Abzugsdauer von 210 Sekunden auf 240 Sekunden gering ist (Nettoflux: $25,0 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ gegenüber $25,6 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$), sollte ohne vertiefte Erkenntnisse dieser Betriebsweise von einer Verlängerung der Abzugsdauer abgesehen werden.

7.3.6.2.3 Zusammenfassung

Die halbtechnischen Untersuchungen zur Ermittlung lokaler Bemessungsparameter (Flux) und Betriebsparameter (Zykluszeiten, Reinigungsmodus) wurden in zwei Betriebsphasen durchgeführt.

Während in der ersten Betriebsphase über einen Zeitraum von 2 Monaten keine Modulreinigung durchgeführt wurde, kam mit Beginn in der zweiten Betriebsphase eine kontinuierliche Zwischenreinigung zur Anwendung. Es konnte zwischen den Betriebsphasen gezeigt werden, dass sich mit dieser Reinigungsmethode ein betriebsbedingt leistungsvermindertes Membranmodul nicht ertüchtigen lässt.

Eine derartige hydraulische Leistungsverminderung trat in der ersten Betriebsphase nach einer drastischen Fluxerhöhung von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ auf $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ während des folgenden, mehrtägigen Betriebes auf. Dies führte zu Beeinträchtigungen aller in dieser Betriebsphase nachfolgenden Versuchseinstellungen.

Dies wird auch in der Abbildung 52 deutlich. Dargestellt sind die zur Vergleichbarkeit auf 10°C temperaturnormierten Permeabilitäten ausgewählter Versuchseinstellungen beider Betriebsphasen.

Die Temperaturnormierung erfolgt auf der Grundlage der Abhängigkeit dynamischer Viskositäten von der Temperatur und den hierzu gemachten Ausführungen von GÜNDER (1999). Dabei ist anzumerken, dass die Temperaturnormierung für die in der Betriebsphase 2 erhobenen Daten fast ohne Einfluss ist, da während dieser Versuchszeit die Reaktortemperatur bei 8°C bis 12°C lag.

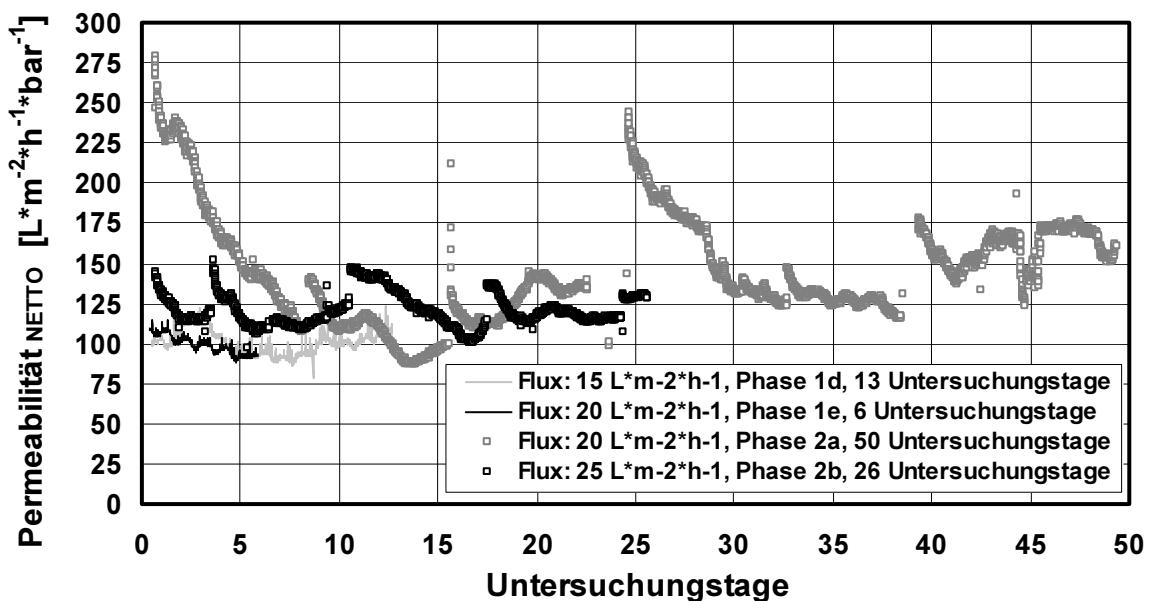


Abbildung 52: temperaturnormierte Nettopermeabilität

Ursache für die kurze Dauer der Versuchseinstellungen der ersten Betriebsphase war der Umstand, dass prinzipiell von einer höheren Leistungsfähigkeit der Filtration ausgegangen wurde und Fluxraten von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ bis $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ anfangs als moderate Inbetriebnahmefluxraten angesehen wurden. Zusätzlich zu diesem mentalen Aspekt kam der Umstand, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Filtration nach der geschilderten frühen Leistungsminderung ohne zwischenzeitliche chemische Reinigung nach 5 bis 6 Wochen Versuchszeit stark abnahm (siehe Abbildung 47).

Trotz dieser kurzen Versuchsdauer ist jedoch zu erkennen, dass das Leistungs niveau der Betriebsphasen 1d und 1e trotz niedrigerer Fluxraten von $15 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ bis $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ unterhalb des Leistungsniveaus der Betriebsphasen 2a und 2b mit Fluxraten von $20 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ bis $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ liegt. Als Hauptursachen müssen die Anwendung einer kontinuierlichen Zwischenreinigung und die Verkürzung der Abzugsdauer auf Größenordnungen unterhalb von 4 Minuten und eine Verkürzung der Rückspülzeit auf 15 Sekunden in der Betriebsphase 2 angesehen werden. In dieser Betriebsphase konnte ein kontinuierlicher Versuchsbetrieb erreicht und letztlich befriedigende Ergebnisse erzielt werden, aus denen die erforderlichen Bemessungs- und Betriebsparameter (Tabelle 46) abgeleitet werden können.

Tabelle 46: Leistungsparameter der Betriebsphase 2

Flux [$\text{L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$]	Druckspektrum [mbar]	Permeabilitätsspektrum [$\text{L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{bar}^{-1}$]
20	250 - 120	80 – 170 (steigende Tendenz)
25	250 - 170	100 – 140 (steigende Tendenz)

Aufgrund des insgesamt kurzen Untersuchungszeitraumes konnte keine hydraulische Optimierung durchgeführt werden. Die Betriebszustände am Ende der Versuchseinstellungen 2a und 2b deuten jedoch an, dass eine Stabilisierung oder eine Verbesserung des Druckniveaus möglich erscheint und insofern noch hydraulische Reserven vorhanden sind. Darüber hinaus erscheint auch eine Steigerung des Fluxes möglich. Eine Fluxrate von maximal $30 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ ist aber wohl – auch unter Berücksichtigung der vorliegenden großtechnischen Erfahrungen anderer Anlagen – als oberer Grenzwert anzusehen. Für eine Ermittlung der erforderlichen Membranfläche wird gegenwärtig ein Flux von $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ angesetzt.

Die ermittelten Betriebsparameter reihen sich in die Betriebserfahrungen ein, die zwischenzeitlich auf den in Deutschland im großtechnischen Betrieb befindlichen oder noch baulich abzuwickelnden Anlagen vorliegen (siehe Tabelle 9).

7.3.7 Kostenschätzung

Die Abschätzung der Kosten in der folgenden Tabelle 47 erfolgt anhand der Kostenrichtwertverordnung des Landes Hessen analog zur Kostenermittlung in Kap. 6.10.2. Da die Kosten einer Membranfiltration nicht Bestandteil der Kostenrichtwertverordnung sind, werden diese Investitionen und die zugehörigen Planungskosten anhand momentan marktüblich erscheinender Preise (siehe Kap. 4.4.6) sowie auf Grundlage der HOAI abgeschätzt.

Tabelle 47: Kostenschätzung der Ertüchtigungsvariante MBR-Verfahren

Bauwerk	Maß		EP [€·Einheit ⁻¹]	Faktor [-]	EP _{beaufschlagt} [€·Einheit ⁻¹]	GP [€]
		[]				
Einlaufgruppe	8.000	EW	46,32	1,00	46,-	333.000,-
Vorklärung	135	m ³	1.050,00	0,25	263,-	36.000,-
Speicherbecken	270	m ³	451,57	0,25	113,-	31.000,-
Belebung	1.135	m ³	691,32	0,25	173,-	196.000,-
Membranfiltration	24.480	m ²			90,-	2.203.000,-
+ Planungskosten						300.000,-
Maschinenhaus						200.000,-
Schlammmeindicker (ÜS)	350	m ³	389,48	1,00	390,-	137.000,-
EMSR-Technik	22.000	EW	25,62	0,36	9,2	202.000,-
Sonstige Kostenfaktoren (Straßen, Wege, etc.)						284.000,-
Bruttosumme						3.920.000,-

Anzumerken ist zu der obigen Zusammenstellung, dass die Kosten für die anteilige Erneuerung der EMSR-Technik mit einem Faktor von 0,36 angesetzt werden. Die elektrotechnischen Aufwendungen für die Steuerung der peripheren Aggregate der Membranfiltration, die in dieser Konzeption den überwiegenden Teil ausmachen, sind im dortigen Ansatz enthalten sind. Des Weiteren wurden die Membrankosten nicht bei der Ermittlung der sonstigen Kosten angesetzt, da es bei dem vergleichsweise geringen baulichen Aufwand dieser Gesamtlösung unbegründet erscheint, einen weiteren Posten von über 900.000 € zu veranschlagen.

Wie sich der Kostenvergleich mit der konventionellen Ertüchtigungsvariante darstellt, zeigt Abbildung 53.

Dargestellt sind die Investitionen der beiden konventionellen Ertüchtigungsvarianten, unterschieden durch eine Nachklärbeckenertüchtigung und einen Nachklärbeckenneubau, und die Investitionen für eine MBR-Anlage in Abhängigkeit der spezifischen Membrankosten.

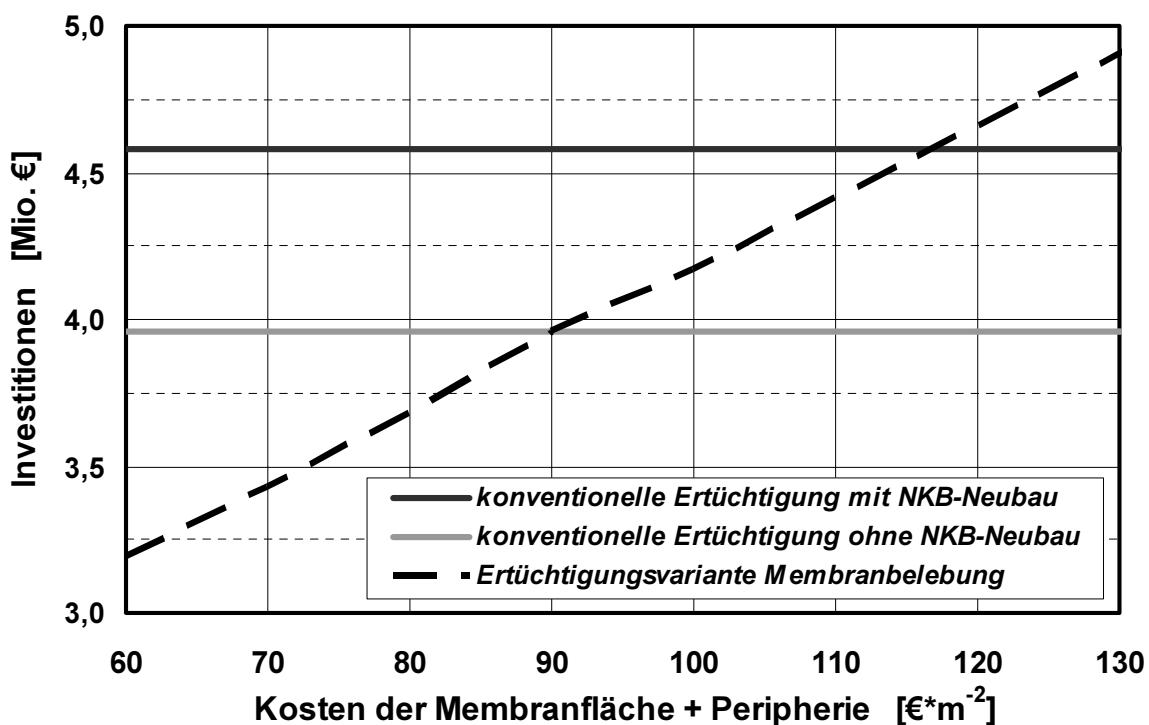


Abbildung 53: Kostenvergleich

Wie die Zusammenstellungen in Tabelle 37 und Tabelle 47 bereits gezeigt haben, ordnen sich die erforderlichen Investitionen für eine MBR-Variante, für die ein spezifischer Preis von $90 \text{ €} \cdot \text{m}^{-2}$ angesetzt wurde, in das Spektrum der konventionellen Ertüchtigungsvarianten ein. Die Bandbreite, welche die beiden konventionellen Ertüchtigungsvarianten bezogen auf den spezifischen Membrankostenpreis für eine MBR-Variante eingrenzen, liegt etwa zwischen $90 \text{ €} \cdot \text{m}^{-2}$ und $115 \text{ €} \cdot \text{m}^{-2}$.

Daraus ergibt sich, dass in dieser speziellen Situation in Edermünde die Variante *MBR-Verfahren* kostenseitig als konkurrenzfähig anzusehen ist. Der Kostenvergleich hinsichtlich der Investitionen ist auf der dargestellten Grundlage nicht eindeutig zu entscheiden, was dem Wettbewerb zu überlassen wäre. Als die neutralste Verfahrensvariante für einen solchen Wettbewerb bietet sich eine Funktionalausschreibung an, in der kein Verfahrenskonzept vorrangig ausgeschrieben sondern auch der Kläranlagenentwurf dem Wettbewerb unterstellt wird.

Zu berücksichtigen sind bei der Kostenbetrachtung die degressive Entwicklung (siehe Kap. 4.4.6) seit der ersten Realisierung dieser Technik auf der Kläranlage Rödingen (1999) sowie zusätzlich die Beobachtung, dass derzeit an vielen Forschungs- und Entwicklungseinrichtungen Anstrengungen in der Modulentwicklung oder -optimierung gemacht werden, um unter der Prämisse eines stabilen Dauerbetriebes die Fertigungs- und Herstellungskosten zu reduzieren und damit den Wettbewerb zu beleben. Dies zusammen dürfte letztlich zu einer weiteren Kostenreduzierung führen, die sich auch bereits bei einer im Jahr 2003 anstehenden

Submission für die Kläranlage Edermünde positiv bemerkbar machen könnte. In diesem Zusammenhang sei auf das ehrgeizige Ziel des Wasserverbandes Eifel-Rur hingewiesen, der für den Ausbau der Kläranlage Monschau ($Q_m = 540 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$; 27.000 m² Filterfläche) auf der Grundlage einer optimierten Modultechnik hinsichtlich der spezifischen Kosten eine Zielsetzung von 50 €·m⁻² definiert hat.

Ferner ist zu konstatieren, dass bei einer solchen Ertüchtigungskonzeption die Konkurrenzfähigkeit des MBR-Verfahrens erstmals in Deutschland ohne eine verfahrensspezifische Förderung durch Landesmittel (vgl. ENGELHARDT 2002) und ohne das zwingende immissionsseitige Erfordernis des mit dem Einsatz der Membranfiltration verbundenen hohen Reinigungsgrades gegeben ist.

7.4 Zusammenfassung

Vor dem Hintergrund, dass die Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde auf konventionelle Weise den Neubau von 2.600 m³ Belebungsvolumen und möglicherweise den Abriss des nicht richtlinienkonformen, aber in bautechnischer Hinsicht betriebstauglichen Nachklärbeckens von ca. 1.915 m³ bei gleichzeitigem Neubau von 2.250 m³ Nachklärvolumen erfordert, wurde ein Ertüchtigungskonzept entwickelt, welches

- ⇒ die Phasentrennung von Sedimentation auf Membranfiltration umstellt,
- ⇒ keinen Beckenneubau erfordert,
- ⇒ das vorhandene, nicht richtlinienkonforme Nachklärbecken einer Umnutzung als Belebungsbecken (Denitrifikationsbecken) zuführt.

Da der vorhandene Belebungsraum in diesem MBR-Konzept 80% des Belebungsvolumens, das für eine konventionelle Ertüchtigung notwendig ist, ausmacht, wird eine MBR-Anlage mit einer für das Verfahren untypisch niedrigen Trockensubstanzkonzentration von 4 kg·m⁻³ bis 7 kg·m⁻³ betrieben.

Gleichermaßen ist als anwendungsuntypisch anzusehen, dass

- ⇒ die in Edermünde vorhandene anaerobe Schlammstabilisierung auch nach einer eventuellen Realisierung einer Membranfiltration weiterhin in Betrieb bleiben soll (also ausreichend hohe Schlammbelastung),
- ⇒ keine verschärften Anforderungen an die Ablaufqualität gestellt werden,
- ⇒ kein geringes Platzangebot auf der Kläranlage Edermünde zu verzeichnen ist.

Da solche Betriebskonzepte, insbesondere im Zusammenhang mit der Ertüchtigung von Anlagen, bislang kaum beforscht wurden, wurden halbtechnische Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, Erkenntnisse über die Sinnhaftigkeit des Einsatzes von in Belebungsbecken getauchten Membranmodulen in Trockensub-

stanzbereichen, die für das Membranverfahren eher untypisch niedrig sind, zu gewinnen.

Diese Untersuchungen umfassten den Betrieb von halbtechnischen Membranversuchsanlagen an verschiedenen Standorten in Hessen (FG SIWAWI KASSEL 2004), u.a. auch auf der Kläranlage Edermünde. Dort wurden Untersuchungen mit einem Hohlfasermembranmodul der Fa. Zenon (ZW 500C), durchgeführt.

In den Untersuchungen wurde die generelle technische Machbarkeit und Eignung des MBR-Verfahrens zur Ertüchtigung der ausgewählten Kläranlagen festgestellt.

Hinsichtlich der biologischen Leistungsfähigkeit führten Umstände, die im Versuchsanlagenbetrieb zu sehen sind, nur zu einer unvollständigen Nitrifikation. Dennoch ist davon auszugehen, dass - auch auf der Basis der Ergebnisse an den anderen Untersuchungsstandorten sowie der großtechnischen Betriebserfahrungen - die weitgehende Stickstoffelimination großtechnisch gewährleistet ist.

Die C_{CSB}-Elimination war vollständig, Trockensubstanz konnte im Permeat nicht nachgewiesen werden. Weiterhin konnte in Laborversuchen gezeigt werden, dass die Gasproduktion des Überschussschlammes aus der MBR-Versuchsanlage um ca. 15% gegenüber dem Überschussschlamm der gegenwärtigen Großanlage reduziert war, so dass aus dem Betrieb einer zukünftigen MBR-Anlage keine relevanten Nachteile für die Gasproduktion der Faulung zu erwarten sind.

Die Untersuchungen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit zielten auf die

- ⇒ Ermittlung eines Bemessungsfluxes,
- ⇒ Art der Modulreinigung,
- ⇒ Optimierung der Filtrations- und Rückspülintervalle ab.

Im Ergebnis war ein Bemessungsflux von $25 \text{ L} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ bei Temperaturen von 8°C bis 10°C zu verzeichnen. Dieser Flux ist vergleichbar mit den großtechnischen Anlagen (entweder in Betrieb oder in der Abwicklung) in Markranstädt, Monheim oder Kaarst-Nordkanal. Danach lässt sich – gemessen an den Untersuchungsergebnissen von LEE et al. (2001) – für die verwendete Hohlfasermembran kein Nachteil aus dem *Niedrig-TS-Betrieb* erkennen. Zur Ermittlung belastbarerer Ergebnisse wären längere Parallel-Versuche, wie sie in Edermünde nicht durchgeführt werden konnten, erforderlich.

Während der Betriebszeiten mit dem o.g. Bemessungsflux wurde eine Zwischenreinigung an Luft mit Natriumhypochlorit und Zitronensäure durchgeführt. Diese Reinigung wird nicht an Betriebskennwerten wie der Permeabilität orientiert. Im Vergleich zu der Hauptreinigung, die in Abhängigkeit der Leistungsfähigkeit der Membranfiltration durchgeführt wird, lässt sich resümieren, dass während der Betriebszeit der Zwischenreinigung ein deutlich stabilerer und leistungsfähigerer Betrieb erzielt wurde.

Weiterhin deuten die letzten Untersuchungswochen an, dass noch Optimierungspotenzial vorhanden sein kann, wenn in längeren Versuchsreihen die langfristigen Auswirkungen der Zwischenreinigung sowie Variationen der Zykluszeit untersucht werden.

Bezüglich der Zykluszeit weisen die halb- und großtechnischen Erfahrungen mit dem gleichen Membransystem kein einheitliches Bild auf. In Edermünde wurde die höchste Leistungsfähigkeit bei einer vergleichsweise kurzen Zykluszeit (210 Sek. / 15 Sek.) erreicht. Ein solcher Betrieb birgt jedoch grundsätzlich ein erhöhtes materielles Verschleißpotenzial. Anderorts wiederum werden lange Zykluszeiten bis zu 10 Minuten Abzugszeit betrieben. In diesen Punkten (Reinigung, Zyklus) können Forschungstätigkeiten an die Untersuchungen in Edermünde anschließen.

Ein wesentlicher Aspekt der MBR-Technik ist die Frage der Wirtschaftlichkeit. Eine überschlägige Abschätzung des Investitionsvolumens für die KA Edermünde zeigt, dass eine MBR-Lösung mit einer geschätzten Investition von 3,9 Mio. € im Spektrum konventioneller Ertüchtigungskonzepte liegt und als wettbewerbsfähig anzusehen ist. Eine schärfere Kostenbetrachtung (z.B. Kostenermittlung) erscheint wegen der dynamischen Marktentwicklung nicht sinnvoll und führt vermutlich auch zu keinem eindeutigeren Kostenvergleich. Eine Variantenentscheidung wird erst auf der Grundlage von Submissionsergebnissen zu treffen sein.

Die Jahreskosten werden höher als bei einer konventionellen Anlage ausfallen. Dies resultiert aus einem erhöhten Kapitaldienst, aus den Membranersatzkosten, und aus einem erhöhten Energiebedarf. Der Energiebedarf kann halbtechnisch nicht optimiert werden; hier sind die Erfahrungsdaten großtechnischer Anlagen anzusetzen, die gegenwärtig bei $0,8 \text{ kWh} \cdot \text{m}^{-3}$ bis $1,0 \text{ kWh} \cdot \text{m}^{-3}$ liegen. Auch Membranstandzeiten können in halbtechnischen Versuchen nicht untersucht werden.

Zusammenfassend ist für eine Ertüchtigung der KA Edermünde die Frage der Wirtschaftlichkeit dahingehend zu bewerten, dass eine Lösung „Membranfiltration“ in Betracht kommt und eine Unwirtschaftlichkeit wegen der Unsicherheiten, die sich aus technischer Weiterentwicklung und Preisgefüge am Markt (KA Kaarst-Nordkanal, KA Markkleeberg) ergeben, nicht von vorneherein als gegeben angenommen werden kann. Es ist herauszustellen, dass sich diese Situation an einem Standort einer zu ertüchtigenden Kläranlage ohne verschärzte Reinigungsanforderungen und ohne Platzmangel ergibt. Es wird empfohlen, die Variante „Membranfiltration“ im Zuge der Ausschreibung zuzulassen (Funktionalausschreibung).

Dieses Resümee gilt nicht allgemein, sondern ist einzelfallabhängig unter Berücksichtigung der örtlich variierenden Ertüchtigungsbedingungen zu ziehen. So konnte eine technisch mögliche MBR-Lösung bei einer anderen, auf die Einhaltung der Mindestanforderungen zu ertüchtigenden kommunalen Kläranlage aus wirtschaftlichen Überlegungen ausgeschlossen werden, da der Bedarf an Volumenneubau für eine konventionelle Ertüchtigung wesentlich geringer war als in Edermünde.

8 Zusammenfassung der durchgeföhrten Untersuchungen

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden anhand von Literatursichtungen und eigenen theoretischen Überlegungen die Notwendigkeiten und Lösungsmöglichkeiten von Ertüchtigungsmaßnahmen für kommunale Kläranlagen sowie der Erkenntnis- und Anwendungsstand der Schwerpunktthemen der Arbeit dargestellt.

Die durchgeföhrten praktischen Untersuchungen fanden zwischen 1997 und 2002 an folgenden Standorten statt:

- ⇒ Kläranlage Burgsolms (Ertüchtigung und Erweiterung auf 20.000 EW),
 - halbtechnische Untersuchungen zur weitergehenden Stickstoffelimination,
 - zulaufseitig stationär,
 - Ergänzung der stationären Bemessung mit Hilfe der dynamischen Simulation.
- ⇒ Kläranlage Edermünde (Ertüchtigung und Erweiterung auf 22.000 EW),
 - halbtechnische Untersuchungen zur weitergehenden Stickstoffelimination,
 - zulaufseitig dynamisch,
 - Ergänzung der stationären Bemessung mit Hilfe der dynamischen Simulation.
- ⇒ Kläranlage Edermünde (Ertüchtigung und Erweiterung auf 22.000 EW).
 - halbtechnische Untersuchungen zur Membranfiltration.

Die in der eingangs formulierten Zielsetzung (Kap. 1) aufgeführten Untersuchungsschwerpunkte sind auf der Grundlage der theoretischen und praktischen Arbeiten zusammenfassend wie folgt zu kommentieren:

- ⇒ Es wurden im Rahmen dieser Arbeit verschiedene Methoden der Grundlagenermittlung aus früheren und aktuellen Fassungen von ATV- oder ATV-DVWK-Arbeitsblättern (A 131 (1991 und 2000) und A 198 (E 2002)) und ihre Auswirkungen auf das nachfolgende Ergebnis einer stationären Belebungsbemessung aufgezeigt.

Resümierend ist eine dichtere Analytik vor der biologischen Reinigungsstufe wünschenswert, um Grundlagenermittlungen prinzipiell auf einer breiteren und einen längeren Zeitraum (länger als bei einer zwei- oder vierwöchigen Intensivmessphase) umspannenden Datenmenge aufzubauen. Die statistische Ermittlung von 85-Perzentilwerten, die nach dem Technischen Regelwerk bei einer geringen Datendichte vorzunehmen ist,

führt zu unrealistischen Lastannahmen und daher auch zu unrealistischen Ergebnissen.

Am Beispiel der Kläranlage Burgsolms wurden in Abhängigkeit von den für die Grundlagenermittlung verwendeten Daten deutliche Ergebnisunterschiede sowohl bei den Grundlagendaten als auch bei den Bemessungsresultaten sichtbar.

Am Beispiel der Kläranlage Edermünde zeigte sich, dass die Messdaten spezifisch geringere Belastungen ergaben als nach allgemeingültigen Literaturangaben zu erwarten war. Dies wiederum führt im Rahmen der Bemessung zu einem geringeren Belebungsvolumen (3.735 m^3 für 22.000 EW) als in einer früheren Planung (3.850 m^3 für 19.000 EW) ausgewiesen.

Die Forderung nach einer größeren Datengrundlage für die Grundlagenermittlung und die Bemessung wirft die Frage auf, welchen Beitrag hierzu die Messprogramme liefern, die auf der Grundlage der landeseigenen Eigenkontroll- oder Eigenüberwachungsverordnungen durchzuführen sind.

Ein Vergleich verschiedener Verordnungen zeigte hinsichtlich Bemessungsanspruch und Messrealität, dass eine stationäre Bemessung oder eine dynamische Berechnung mit den Daten aus keiner der betrachteten Verordnungen zu leisten ist. Der Parameter X_{TS} wird generell nicht gemessen. Die Datendichte ist kritisch zu beurteilen, da mehrheitlich maximal nur eine Analyse pro Woche durchgeführt wird. Prinzipiell sind die unterschiedlichen Verordnungen nicht aufeinander abgestimmt. Die teilweise durchgeföhrten Novellierungen zeigen zudem unterschiedliche Tendenzen.

- ⇒ Vor allem in den Untersuchungen auf den Kläranlagen Edermünde wurde ein Schwerpunkt auf die Anwendung der dynamischen Simulation als Instrument zur Betriebsoptimierung für die zukünftige Bewirtschaftung des Prozesswassers sowie als prognostizierendes Planungshilfsmittel gelegt. Dabei galt die Aufmerksamkeit den hinsichtlich der Prognoseszenarien anzusetzenden Lastfällen.

Vielfach erstreckte sich in der Vergangenheit die stationäre Bemessung auf einen als „maßgebend“ erachteten Lastfall, der entweder aus Erfahrungswerten oder aus der statistischen Auswertung von Messdaten abgeleitet wurde.

Da Nitrifikation und Denitrifikation in Abhängigkeit von der Belastung einen unterschiedlichen Volumenbedarf aufweisen, kann die Berücksichtigung nur eines Lastfalles kein befriedigendes Ergebnis liefern. Eine detaillierte Auseinandersetzung mit unterschiedlichen Lastfällen ist somit für eine angepasstere Bemessung erforderlich. Anzupassen ist die Bemessung dabei an die örtlichen Gegebenheiten, also auch die örtliche Lastfallcharakteris-

tik. Sowohl das LUA-NRW (1998) als auch das A 198 (ATV-Dvwk E 2002) empfehlen dazu die Detaillierung der Jahresganglinien der Schmutzfrachten und der Temperatur in Wochenmittel, für die jeweils eine Anlagenbemessung durchgeführt wird. Diese Art der Bemessung gründet sich nicht mehr auf **einen** allgemeingültigen oder ortsabhängig ermittelten Bemessungslastfall sondern vielmehr auf ein ortsabhängiges Lastbild, welches in der gesamten Breite des jährlich auftretenden Belastungsspektrums der relevanten Parameter Berücksichtigung findet.

Da es sich hierbei um kein dynamisches Vorgehen handelt, bleiben bei der Bemessung verschiedene Faktoren unbeachtet, die mit Hilfe der dynamischen Simulation berücksichtigt werden können. Dies betrifft die Belastungshistorie einer Anlage, also der Zustand, in dem sich eine Anlage zum Zeitpunkt einer Belastung befindet. Zwingend erforderlich wird eine dynamische Simulation, wenn die Fragestellung nicht durch eine stationäre Bemessung zu beantworten ist. Stationäre Modelle erlauben es nicht, Prognosen für das Systemverhalten bei kurzzeitigen, außerhalb üblicher Tagesschwankungen liegenden, instationären Belastungen zu stellen. Da durch die Simulation der wahre Betrieb abgebildet wird und die Ergebnisse nicht mit zusätzlichen Sicherheiten wie bei einer stationären Betrachtung behaftet sind, können Anlagenreserven realistisch erfasst werden.

Dies führt zu der hier dargelegten Vorgehensweise. Der halbtechnische Betrieb einer Versuchsanlage mündet in eine Modellierung, eine Modellkalibrierung und anschließend zu Prognosesimulationen mit Hilfe von gemessenen oder generierten Lastfallszenarien für den großtechnischen Dauerbetrieb. Gerade wegen der deutlich erweiterten Möglichkeiten der dynamischen Simulation sind allgemeingültige Vorgaben hinsichtlich der zu untersuchenden Lastbilder nicht erforderlich. Diese Lastbilder sind einzelfall- und ortsabhängig zu entwickeln und sollten zusätzlich Stoßbelastungen verschiedener Parameter sowie für die Nitrifikation und die Denitrifikation kritische Belastungszustände enthalten.

Da Lastbilder der Kläranlage Edermünde für die Untersuchungen nicht verfügbar waren, wurden Lastfälle, die Stoßbelastungen einzelner Parameter beinhalteten, angesetzt. Regenwetterbelastungen, die auf vor Ort gemessenen Ereignissen beruhten, wurden ebenfalls simuliert.

Um exakte Anhaltspunkte über das ortsabhängig anzusetzende Lastbild zu erhalten, wäre auch in diesem Kontext eine breitere und einen längeren Zeitraum umspannende Datenmenge vom Kläranlagenzulauf wünschenswert. Gleichzeitig würden dadurch Daten in einer Qualität und Quantität verfügbar, die die Modellierung von großtechnischen Kläranlagen vergleichsweise unaufwendig erscheinen lassen.

- ⇒ In den dargestellten Untersuchungen wurde der Weg aufgezeigt, auf der

Grundlage halbtechnischer Untersuchungen (in Burgsolms zulaufseitig stationär, in Edermünde zulaufseitig dynamisch) und einer sich darauf stützenden Modellkalibrierung die stationären Bemessungsergebnisse mit dynamischen Betrachtungen zu ergänzen und abzusichern. Diese Ergänzungen betreffen Aussagen zum Schwankungsverhalten der Ablaufkonzentrationen unter üblichen oder kritischen Belastungen (z.B. Stoßbelastungen). Eine relevante Minderung des erforderlichen Belebungsvolumens in der Bemessungsphase ist durch eine dynamische Betrachtungsweise nicht zu erzielen. Dies unterstreicht, dass die dynamische Simulation in erster Linie zur Betriebsoptimierung und zur Ergänzung, weniger aber zum Ersatz der stationären Bemessung herangezogen werden sollte.

Die Kläranlage Burgsolms wurde 1998 auf der Grundlage der halbtechnischen Untersuchungsergebnisse und des von der Universität Kassel empfohlenen abwassertechnischen Ertüchtigungskonzeptes (vorgeschaltete Denitrifikation) umgebaut und nahm im Herbst 1999 ihren Betrieb auf. Nach einer Inbetriebnahme- und Einfahrzeit von ca. 3 Monaten können die Anforderungen an die weitergehende Abwasserreinigung (Mindestanforderungen für die Größenklasse 4) im Dauerbetrieb sicher eingehalten werden.

Für die Kläranlage Edermünde wurde, basierend auf den halbtechnischen Untersuchungen, ein Szenario für eine konventionelle Ertüchtigung ebenfalls nach dem Verfahren der vorgeschalteten Denitrifikation entwickelt und ein Kostenrahmen dafür abgeschätzt. Dabei sind insbesondere die Unzulänglichkeiten der vorhandenen Nachklärstufe zu berücksichtigen. Außerdem wurde der Einbau von Lamellenabscheidern in der Belebung zur Entlastung der Nachklärung dargestellt. Ohne bauliche Ertüchtigung des Nachklärbeckens hinsichtlich der geometrischen Abmaße muss jedoch auch ein Betrieb mit vorgeschalteten Lamellenabscheidern als nicht richtlinienkonform angesehen werden und ist deshalb nicht zu empfehlen.

Der Kostenrahmen für eine konventionelle Ertüchtigung bewegt sich auf der Grundlage der aktuellen Kostenrichtwertverordnung des Landes Hessen (2002) bei 4,0 Mio. € bis 4,6 Mio. €, abhängig von der Entscheidung für eine Nachklärbeckenertüchtigung oder einen Nachklärbeckenneubau.

- ⇒ Da die Kläranlage Burgsolms bereits seit 1999 im ertüchtigten Zustand in Betrieb ist, konnte die Anwendung des halbtechnisch kalibrierten Modells für großtechnische Betrachtungen untersucht werden. Die Qualität dieser modellbasierten, großtechnischen Betrachtungen wird maßgeblich durch die Güte der Eingangsdaten bestimmt.

Um das aus den halbtechnischen Untersuchungen entwickelte Modell überhaupt anwenden zu können, wurde aus den wöchentlich vorliegenden Konzentrationsdaten im Zulauf zur Biologie und den täglich vorliegenden

Temperaturmessungen und Überschussschlammengen eine Ganglinie mit Tageswerten generiert. Wegen des sich daraus ergebenden Unsicherheitspotenzials können die Ergebnisse des Vergleichs von Mess- und Simulationswerten nur tendenziell bewertet werden. Dabei zeigte sich die prinzipielle Verwendbarkeit des halbtechnisch kalibrierten Modells für großtechnische Betrachtungen, für welche die aktuell betriebene Steuerungselemente (Rücklaufschlamm- und Rezirkulationsvolumenströme) in das Modell integriert wurden. Verglichen wurden in diesem Abgleich die überwachungsrelevanten Stickstoffablaufkonzentrationen und der Trockensubstanzgehalt in der Belebungsstufe. Beide Ganglinienverläufe zeigten eine befriedigende Übereinstimmung hinsichtlich der Absolutwerte und der zeitlichen Schwankungen.

Das Modell kann jedoch unter den beschriebenen Umständen nicht als großtechnisch verifiziert gelten, sondern muss auf der Grundlage einer erheblich verdichteten Datenaufnahme im Zulauf der Belebungsstufe erneut kalibriert werden, um für zukünftige Fragestellungen - bspw. im Bereich der Betriebsoptimierung - angewendet werden zu können. Die Betrachtungen deuten im Fall der Kläranlage Burgsolms darauf hin, dass die halbtechnisch basierte Modellkalibrierung (Zulauffraktionierung und Ansatz der biokinetischen Parameter) im großtechnischen Betrieb weitgehend bestätigt wird.

- ➲ Vor dem Hintergrund, dass die Ertüchtigung der Kläranlage Edermünde auf konventionelle Weise den Neubau von 2.600 m³ Belebungsvolumen und möglicherweise den Abriss des nicht richlinienkonformen, aber in bautechnischer Hinsicht betriebstauglichen Nachklärbeckens von ca. 1.900 m³ bei gleichzeitigem Neubau von 2.250 m³ Nachklärvolumen erfordert, wurde ein Ertüchtigungskonzept entwickelt, welches die Implementierung von Membranfiltrationsmodulen und einen Betrieb mit für das Verfahren untypisch niedrigen Trockensubstanzkonzentrationen von 4 kg·m⁻³ bis 7 kg·m⁻³ vorsieht.

Diese Verfahrensweise wurde in halbtechnischen Versuchen mit dem Ziel, Erkenntnisse über Betriebs- und Bemessungsparameter zu erhalten, untersucht. Im Zuge dessen wurde die generelle technische Machbarkeit und technische Eignung des MBR-Verfahrens zur Ertüchtigung der ausgewählten Kläranlagen festgestellt.

Im Ergebnis der Untersuchungen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit war ein Bemessungsflux von 25 L·m⁻²·h⁻¹ bei Temperaturen von 8°C bis 10°C zu verzeichnen. Dieser Flux ist vergleichbar mit den großtechnischen Anlagen (entweder in Betrieb oder in der Abwicklung) in Markranstädt, Monheim oder Kaarst-Nordkanal. Danach lässt sich für die verwendete Hohlfasermembran kein Nachteil aus dem Niedrig-TS-Betrieb erkennen.

Während der Betriebszeiten mit dem o.g. Bemessungsflux wurde eine Zwischenreinigung an Luft mit Natriumhypochlorit und Zitronensäure durchgeführt. Im Vergleich zu der Hauptreinigung, lässt sich resümieren, dass während der Betriebszeit der Zwischenreinigung ein deutlich stabilerer und leistungsfähigerer Betrieb erzielt wurde.

Weiterhin deuten die letzten Untersuchungswochen an, dass noch Optimierungspotenzial vorhanden sein kann, wenn in längeren Versuchsreihen die langfristigen Auswirkungen einer Zwischenreinigung sowie Variationen der Zykluszeit untersucht werden. In diesen Punkten (Reinigung, Zyklusdauer) können Forschungstätigkeiten an die Untersuchungen in Edermünde anschließen.

Ein wesentlicher Aspekt der MBR-Technik ist die Frage der Wirtschaftlichkeit. Eine überschlägige Abschätzung des Investitionsvolumens für die KA Edermünde zeigt, dass eine MBR-Lösung mit einer geschätzten Investition von 3,9 Mio. € im Spektrum konventioneller Ertüchtigungskonzepte liegt und als konkurrenzfähig anzusehen ist. Eine Variantenentscheidung wird erst auf der Grundlage von Submissionsergebnissen zu treffen sein, weswegen die Variante „Membranfiltration“ im Zuge der Ausschreibung nicht ausgeschlossen werden sollte.

9 Ergebnis und Ausblick

Das Ziel dieser Arbeit war, eine systematisierte Vorgehensweise bei der Planung der Ertüchtigung von kommunalen Kläranlagen unter Einbeziehung bisher nicht genutzter Planungshilfsmittel und unter Berücksichtigung neuer Abwasserreinigungstechnologien zu entwickeln und an Fallbeispielen aufzuzeigen.

Als Ergebnis der theoretischen und praktischen Arbeiten ist in Abbildung 54 ein systematischer Ansatz skizziert, der folgendermaßen zu beschreiben ist:

- ⇒ Die Datengrundlage zur Belastungsidentifikation und Lastbilderstellung für eine zu ertüchtigende Kläranlage ist in Anlehnung an die vorgeschlagenen Vorgehensweisen des LUA-NRW (1998) und des A 198 (Atv-Dvwk E 2002) zu erweitern und seitens des Anlagenbetreibers zu gewährleisten. Diesbezüglich wäre eine entsprechende Vorgabe im Rahmen der Eigenkontrolle, nach Möglichkeit verbunden mit einer bundesweiten Vereinheitlichung der Eigenkontrolle hinsichtlich der Messparameter, der Probennahmeart und der Datendichte wünschenswert. Gleichzeitig entstehen dadurch neue Chancen für eine vergleichsweise unaufwendige Anlagenmodellierung und damit die Grundlage für eine modellbasierte Betriebsoptimierung.
- ⇒ Die bisherige Grundlagenermittlung zur Bestimmung von Bemessungslastfällen verändert sich zu einer Lastbildermittlung für den Zeitraum mindestens eines Jahres. Dieses Lastbild entspricht einem Bemessungslastbild (Bemessungsdatensatz), das einzelfallorientiert um ortsspezifische kritische Lastfälle ergänzt werden kann.
- ⇒ Eine sinnvolle Verwendung eines Bemessungslastbildes in einer dynamischen Prognosesimulation bedarf einer vorherigen Modellkalibrierung, die im Rahmen eines halbtechnischen Versuchsbetriebes erfolgen kann.
- ⇒ Bei der Auswahl möglicher verfahrenstechnischer Ertüchtigungsvarianten ist die Membranfiltration (MBR-Verfahren) sowohl hinsichtlich der technischen Machbarkeit als auch der Wettbewerbsfähigkeit prinzipiell einzubeziehen. Sie wird im Rahmen der kommunalen Abwasserreinigung in Deutschland in den kommenden Jahren ihren „Exotenstatus“ verlieren und an Normalität gewinnen.

bislang üblich

Grundlagenermittlung

Ansatz von Literaturwerten (A 131),
statistische Auswertung von
EKVO-Daten (85-Perzentilwert),
kurzzeitige Intensivmessphasen



Lastfallermittlung

Wenige
Bemessungslastfälle



Stationäre Bemessung

A 131, HSG-Ansatz

als Ergebnis dieser Arbeit

Grundlagenermittlung

statistische Auswertung von
Langzeitdaten (LUA-NRW, A 198)



Lastfallermittlung

Lastbildermittlung



Stationäre Bemessung

A 131, HSG-Ansatz



Halbtechnischer Versuchsanlagenbetrieb zur Modellkalibrierung



Dynamische Prognosesimulation



Abwassertechnische Verfahrensauswahl unter Berücksichtigung einer Membranfiltration (MBR-Anlage)

Abwassertechnische Verfahrensauswahl

Abbildung 54: systematischer Ansatz bei der Ertüchtigung von kommunalen Kläranlagen

10 Literaturverzeichnis

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1981):

Arbeitsblatt-A 131, Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10.000 Einwohnergleichwerten; St. Augustin, November 1981

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1991):

Arbeitsblatt-A 131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten; St. Augustin, Februar 1991

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1992):

Arbeitsblatt-A 128, Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanaßen; St. Augustin, April 1992

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1994):

Umgestaltung zweistufig biologischer Kläranlagen zur Stickstoffelimination; Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe „Aerobe biologische Abwasserreinigungsverfahren“; Korrespondenz Abwasser 1/1994, S. 95 - 100

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1996):

ATV-Handbuch, Klärschlamm, 4.Auflage, Ernst & Sohn Verlag

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1997a):

ATV-Handbuch, Biologische und weitergehende Abwasserreinigung, 4.Auflage, Ernst & Sohn Verlag

Abwassertechnische Vereinigung e.V. (1997b)

1.Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe „Simulation von Kläranlagen“; Korrespondenz Abwasser 11/1997, S. 2064 ff

Ahnert, M.; Kühn, V. (2001):

Planungsbegleitende dynamische Simulation von Kläranlagen bei Neubau bzw. Erweiterungsmaßnahmen; Dresdner Berichte 17, S. 91 - 126

Alex, J.; Obenaus, F.; Tschepeetzki, R.; Rosenwinkel, K.-H.; Jumar, U. (1998):

Modellbasierte Zustandserfassung biologischer Kläranlagen; Korrespondenz Abwasser 11/1998, S. 2090 ff

Baden-Württembergisches Ministerium für Umwelt und Verkehr (2001):

Verordnung des Ministerium für Umwelt und Verkehr über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen (Eigenkontrollverordnung – EKVO) vom 20.02.2001

Bäumer, K.A. (2000):

Lebenszykluskostenanalysen im Rahmen von Ersatzentscheidungen in der Nutzungsphase klärtechnischer Elemente; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 183

Bahrs; Dichtl; Englmann; Kapp; Köhlhoff; Siekmann (1994):

Stabilisierungskennwerte für biologische Stabilisierungsverfahren; Arbeitsbericht der ATV/BDE/VKS-Arbeitsgruppe 3.1.1, Korrespondenz Abwasser 3/1994, S. 455 - 460

Balmér, P.; Ekfjorden, L.; Lumley, D.; Mattsson A. (1998):

Upgrading for nitrogen removal under severe site restrictions; Water Science and Technology, Vol.37(9), pp 185 – 192

Bayrisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen

(1995):

Verordnung zur Eigenüberwachung von Wasserversorgungs- und
Abwasseranlagen (Eigenüberwachungsverordnung – EÜV) vom 20.09.1995

Bever, J.; Maier, W.; Steinle, E. (1997):

Anwendungsproblematik der HOAI bei der siedlungswasserwirtschaftlichen
Ingenieurberatung; Korrespondenz Abwasser 11/1997, S. 2051 - 2057

Bode, H. (1992):

Emissionsproblematik in Deutschland und Fragen der Anpassung an die EG;
Wiener Mitteilungen Band 107, S. B1 - B18

Böhnke, B. (1978):

Ist in Deutschland eine weitergehende Reinigung erforderlich ?; Schriftenreihe des
Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 25

Böhnke, B. (Hrsg.) (1986):

A-B-Technologie - Erfahrungsaustausch; Schriftenreihe des Institutes für Sied-
lungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 70, Aachen 1984 und Band 83

Böhnke, B. et al. (1989):

Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung (HSG-Ansatz), in:
Korrespondenz Abwasser 09/1989, S. 1046 - 1061

**Bornemann, C.; Londong, J.; Freund, M.; Nowak, O.; Otterpohl, R.; Rolfs, T.
(1998):**

Hinweise zur dynamischen Simulation von Belebungsanlagen mit dem Belebt-
schlammmodell Nr.1 der IAWQ, Korrespondenz Abwasser 03/1998, S. 455 - 464

Brands, E.; Firk, W. (2001):

Schlammbehandlung beim Membranbelebungsverfahren; ATV-DVWK-Bundes-
und Landesverbandstagung Freiburg im Breisgau (ATV-DVWK-Landesverband
Baden Württemberg)

Brinch, P.P.; Rindel, K.; Kalb, K. (1994):

Upgrading to nutrient removal by means of ointernal carbon from sludge
hydrolysis; Water Science and Technology, Vol.29(12), pp 31 – 40

Brockmann, M. (1998):

Beitrag zur membranunterstützten biologischen Abwasserreinigung;
Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der
Universität Hannover (ISAH), Heft 98

Buer, T. (2000):

Entwicklung von Einlaufabscheidern für Nachklärbecken von Belebungsanlagen;
Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen,
Band 182

**Bürgel, B.; Buysch, H.P.; Freund, M.; Jakob, G.; Kuhlmann, O.; Londong, J.;
Menn, K.; Seyfried, A.; Sintic, A.; Stein, A. (1998):**

Hinweise zur Ermittlung von Lastfällen für die Bemessung von kommunalen
Belebungsanlagen, Korrespondenz Abwasser 06/1998, S. 1110 - 1114

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (1991):
Allgemeine Rahmen-Verwaltungsvorschrift über Mindestanforderungen an das
Einleiten von Abwasser in Gewässer (Rahmen-AbwasserVwV), Bonn 08.09.1989
(GMBI S.518); letzte Änderung vom 27.08.1991 (GMBI. S.686)

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (1997):
Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer
(Abwasserverordnung-AbwV), 21.März 1997
Bundesgesetzblatt Jahrgang 1997 Teil 1 Nr. 19, Bonn 25.März 1997

Bundesregierung (1976):

Gesetz über Abgaben für das Einleiten von Abwasser in Gewässer
(Abwasserabgabengesetz – AbwAG), 13.09.1976
Bundesgesetzblatt Teil 1 Jahrgang 1976, 2721, 3007, Bonn September 1976

Bundesregierung (1979):

Erste Allgemeine Verwaltungsvorschrift über Mindestanforderungen an das
Einleiten von Schmutzwasser aus Gemeinden in Gewässer (1. Schmutzwasser-
VwV), 24.01.1979; Bundesgesetzblatt Teil 1 Jahrgang 1979, S. 3017, Bonn
Januar 1979

Bundesregierung (1982):

Erste Allgemeine Verwaltungsvorschrift über Mindestanforderungen an das
Einleiten von Abwasser in Gewässer (Gemeinden) (1. AbwasserVwV),
16.12.1982, GMBI 1979, S. 744, Bonn Dezember 1982

Bundesregierung (1988):

Erste Allgemeine Verwaltungsvorschrift über Mindestanforderungen an das
Einleiten von Abwasser in Gewässer (Gemeinden) (1. AbwasserVwV),
09.11.1988, GMBI 1988, S. 602, Bonn November 1988

Carucci, A.; Rolle, E.; Smurra, P. (1999):

Management optimisation of a large wastewater treatment plant;
Water Science and Technology, Vol.39(4), pp 129 – 136

Churchhouse, St. (2000):

Membrane Bioreactors hit the big time – From Lab to Full Scale Application;
Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und
Verfahrenstechnik, B12

Cornel, P.; Wagner, M.; Krause, S. (2001):

Sauerstoffeintrag in Membranbelebungsanlagen; Begleitbuch zur 4. Aachener
Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A14

Dederichs, A.; Koeckritz, T.; Brinke-Seiferth, St.; Sekoulov, I.:

SBR-Technologie für Teichkläranlagen – Das CWSBR-Verfahren; KA – Abwasser,
Abfall 05/2003, S. 607 ff

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

(2000a):

Arbeitsblatt-A 131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Hennef, Mai
2000

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

(2000b)

1. Arbeitsbericht des Fachausschusses KA-7 „Membranbelebungsverfahren“:
Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall 10/2000, S. 1547 ff

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

(2001):

Arbeitsblatt-A 281, Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern,
Hennel, September 2001

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

(2002):

Arbeitsblatt-A 198 (Entwurf), Vereinheitlichung und Herleitung von
Bemessungswerten für Abwasseranlagen, Hennel, März 2002

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

(2003a)

1. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe KA-6.5 „Lamellenabscheider in Belebungs-
becken“; KA – Abwasser, Abfall 2003 (50) Nr.1, S. 82 - 88

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (2004)

2. Arbeitsbericht des Fachausschusses KA-7 „Membranbelebungsverfahren“
(noch nicht veröffentlicht)

Dichtl, N.; Kopp, J. (1999):

Entwässerungsverhalten von Klärschlamm aus Anlagen mit Membranfiltration;
Wasser-Abwasser-Praxis, Nr.1

Dohmann, M.; Liebeskind, M. (1994):

Abschließender Bericht zum Forschungsvorhaben: Ermittlung von praxisgerechten
Versuchskombinationen zur reproduzierbaren Bestimmung von Parametersätzen
für die Simulation von Abwasserreinigungsanlagen, April 1994 (nicht veröffentlicht)

Dohmann, M.; Dorgeloh, E.; Ohle, P.; Baumgarten, S. (2000):

Weltweiter Einsatz von Membranverfahren bei der kommunalen Abwasserreini-
gung; Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und
Verfahrenstechnik, A21

Dorau, W. (1997):

Führt der klassische Weg der Abwasseraufbereitung in die Sackgasse ?;
Begleitbuch zur 1. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und
Verfahrenstechnik, A3

Dornfelder, K. (1998):

Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungs-
anlagen; Wiener Mitteilungen Band 152

Eckenfelder W.W. (1961):

Belüftungssysteme in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Berichte der
ATV, Heft 13, S. 116 ff

Engelhardt, N.; Firk, W.; Warnken, W. (1997):

Erfahrungen mit der Membranfiltration beim Erftverband; Begleitbuch zur
1. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A11

Engelhardt, N.; Firk, W. (2000):

Erste Betriebserfahrungen mit dem Membranbelebungsverfahren auf der
kommunalen Kläranlage Rödingen (3.000 E); Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung
Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A5

Engelhardt, N. (2002):

Wirtschaftlichkeit einer großtechnischen kommunalen Membranbelebungsanlage am Beispiel der Kläranlage Nordkanal (80.000 EW) des Erftverbandes; 35. Essener Tagung (Essen 2002), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 188

Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Gh Kassel (2000):

Machbarkeitsstudie zur Umplanung der Kläranlage Londorf, (unveröffentlicht)

Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel (2004):

Abschlussbericht zum Projekt: „Membranfiltration in Hessen“ i.A. des Hessischen Ministeriums für Umwelt, ländlichen Raum und Verbraucherschutz, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel, Band 23 (noch nicht veröffentlicht)

Firk, W.; Drensla, K. (2000):

Erfahrungen mit dem Membranbelebungsverfahren bei der kommunalen Abwasserreinigung; ATV-DVWK-Bundestagung 2000 in Karlsruhe, ATV-DVWK-Schriftenreihe 20

Flemming, H.-C. (1995):

Biofouling bei Membranprozessen; Springer Verlag

Flemming, H.-C.; Griebe, T.; Schmitt, J. (1998):

Analyse von Foulingschichten auf Membranen, Begleitbuch zur 2. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik – Membrantechnik in der öffentlichen Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung – Bemessung, Umsetzung, Kosten -

Frechen, F.-B.; Schier, W.; Wett, M. (2001):

Membranfiltration zur Ertüchtigung von Kläranlagen in Hessen; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A3

Gassen, M. (2000):

Prozessstabilität und Kosten der Biofiltration am Beispiel der Kläranlage Herford; Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Bochum, Band 37, S. 111 - 132,

Geenens, D.; van de Peer, T.; Parmentier, G.; Thoeye, Ch. (2001):

Encountered bottlenecks and strategy in Flanders; Kickoff in Flemish wastewater treatment; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, P13

Gethke, H.-G. (1983):

Untersuchung und Anwendung eines zweistufigen Belebungsverfahrens mit einer Höchstlastbelebung in der 1. Stufe und einer Schwachlastbelebung in der 2. Stufe (Adsorptions-Belebungsverfahren); Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 66,

Geyer, W. (2001):

Ausbau der Kläranlage Saalfelden nach dem Hybridverfahren; Wiener Mitteilungen Band 166, S. 357 - 384

Grigo, M. (2001):

Betriebserfahrungen mit der VRM-Technik in der Abwasserreinigung; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A17

Günder, B. (1999):

Das Membranbelebungsverfahren in der kommunalen Abwasserreinigung;
Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 153

Gujer, W. (1985):

Ein dynamisches Modell für die Simulation von komplexen
Belebtschlammverfahren; Habilitationsschrift, ETH Zürich, EAWAG Dübendorf

Gujer, W.; Henze, M.; Mino, T.; Matsuo, T.; Wentzel, M.C.; Marais, G.v.R. (1995):

The activated sludge model No. 2: Biological Phosphorus removal; IWAQ Task
Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological
Wastewater Treatment, Water Science and Technology, Vol.31(2), pp 1 - 11

Gujer, W. (1996):

Internes Papier zum Entwurf des 1. Arbeitsberichtes der ATV-Arbeitsgruppe
„Simulation von Kläranlagen“

Gujer, W.; Henze, M.; Takahashi M.; van Loosdrecht, M. (1999):

Activated sludge model No.3. , IWA Scientific and Technical Report No.1,
IWA Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of
Biological Wastewater Treatment, Water Science and Technology, Vol.39(1), pp
183 - 193.

Häck, M.; Rahrbach, B.; Köhne, M. (1996):

Schätzung wichtiger Prozessgrößen der Abwasserreinigung mit Hilfe neuronaler
Netze; Korrespondenz Abwasser 03/1996, S. 368 ff

Helness, H.; Ódegaard, H. (2001):

Biological phosphorus and nitrogen removal in a sequencing batch moving bed
biofilm reactor; Water Science and Technology, Vol.43(1), pp 233 – 240

Henze, M. (1992):

Characterisation of wastewater for modelling of activated sludge processes,
Water Science and Technology, Vol.25(1), pp 1 – 15

Henze, M.; Grady, C.P.L.; Gujer, W.; Marais, G.v.R.; Matsuo, T. (1987):

Activated sludge model No.1, IAWPRC Scientific and Technical Report No.1,
IAWPRC Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of
Biological Wastewater Treatment

Henze, M.; Gujer, W.; Takahashi, M.; Tomonori, M.; Marais, G.v.R. (1995):

Activated sludge model No.2, IAWPRC Scientific and Technical Report No.3,
IWAQ Scientific and Technical Report No.1, IWAQ Task Group on Mathematical
Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment

**Henze, M.; Gujer, W.; Mino, T.; Matsuo, T.; Wentzel, M.C.; Marais, G.v.R.;
van Loosdrecht, M. (1999):**

Activated sludge model No.2d, Water Science and Technology, Vol.39(1), pp 165
– 182

Hessisches Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft und Forsten (1993):

Verordnung über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen
(Abwassereigenkontroll-verordnung – EKVO) vom 22.02.1993

Hessisches Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft und Forsten (2000):

Verordnung über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen
(Abwassereigenkontroll-verordnung – EKVO) vom 21.01.2000

Hessisches Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft und Forsten (2002):

Verordnung über pauschale Investitionszuweisungen zum Bau von
Abwasseranlagen vom 26.04.2002

**Hochschulgruppe “Bemessung Stickstoffelimination” (Leitung: Prof. Dr.-Ing.
M. Dohmann) (1993):**

Bemessung der Belebungsbecken nach dem Ansatz der Hochschulgruppe (HSG-
Ansatz), Korrespondenz Abwasser, 08/1993

Honorarordnung für Architekten und Ingenieure, HOAI (1996)

5. Änderungsverordnung 01/1996

Imhoff, K. (1943):

Taschenbuch der Stadtentwässerung; 28. Auflage; Druck und Verlag
R.Oldenbourg,

Institut für Automation und Kommunikation (ifak) e.V. (1997):

Handbuch zur Programmversion SIMBA 3.2

INTERURBA II (2001):

Proceedings of the conference on interactions between sewers, treatment plants
and receiving waters in urban areas, Lissabon 2001, Water Science and
Technology, Vol.45(3)

Jeppsson U. (1996):

Modelling aspects of wastewater treatment processes; PhD thesis; Department of
Industrial Electrical Engineering and Automation, Lund Institute of Technology
(LTH), Schweden

Judd, S. (2001):

The development in MBR technology; H₂O (magazine for water supply and water
management), 10/2001

Klager, F. (2001):

Anpassung der HKA Wien – Ausbaukonzept und bauliche Umsetzung; Wiener
Mitteilungen Band 166, S. 229 - 252

Kolisch, G.; Rolfs, T. (2001):

Erste Erfahrungen des Wupperverbandes mit dem Einbau von Lamellen in
Belebungsbecken; 34.Essener Tagung (Aachen 2001), Schriftenreihe des
Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 184

Kommission der Europäischen Gemeinschaft

Richtlinie 98/15/EG zur Änderung der Richtlinie 91/271/EG des Rates im
Zusammenhang mit einigen in Anhang I festgelegten Anforderungen, 27. Februar
1998; Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, Nr. L 67, 07. März 1998, S. 29

Krack, R. (1998):

Notwendigkeit und Effektivität der Reinigung von Membranen,
Begleitbuch zur 2. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und
Verfahrenstechnik

Krauth, K.H. (1980):

Einstufige Belebungsanlagen mit weitgehender Nitrifikation und Denitrifikation;
Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 68, S. 21 ff

Krauth, K.H. (1988):

Ausbauziele und generelle Lösungsmöglichkeiten; Stuttgarter Berichte zur
Siedlungswasserwirtschaft, Band 103, S. 21 - 33

Krauth, K.H. (1997):

Fortschreibung des ATV-Arbeitsblattes-A 131; 9. Kasseler Siedlungswasser-
wirtschaftliche Symposium, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungs-
wasserwirtschaft der Universität Kassel, Band 18, S. 183 ff

Kreuzberg, B.:

Neuer Kostenschub im Abwasser? – Konsequenzen des EU-
Vertragsverletzungsverfahrens für deutsche Abwasserentsorgungsunternehmen;
<http://www.bgw.de/publik/7abw/sopu/uta9910.htm>

Kroiss, H. (1992a):

Weitergehende Reinigung kommunaler Abwässer – Technik und Kosten;
Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen,
Band 131, S. 368 – 370

Kroiss, H. (1992b):

Erweiterungskonzepte für kommunale Kläranlagen nach dem Stand der Technik;
Wiener Mitteilungen Band 100, S. B1 - B23

Kroiss, H. (1996):

Einsparpotentiale bei der Bemessung von Kläranlagen; ATV-Bundestagung
Leipzig 1996, ATV-Schriftenreihe Band 4

Kroiss, H. (2001):

Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik; Wiener Mitteilungen Band
166, S. 1 - 18

Ladiges, G.; Günner, Chr.; Otterpohl, R. (1999):

Optimisation of the Hamburg Wastewater treatment plants by dynamic simulation;
Water Science and Technology, Vol.39(4), pp 37 – 44

Ladiges, G.; Günner, Chr.; Otterpohl, R. (2001):

Optimierung des Hamburger Klärwerkverbundes Köhlbrandhöft/dradenau mithilfe
der dynamischen Simulation; Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall 04/2001,
S. 490 ff

Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (1998):

LUA-NRW Merkblätter, Nr. 13 - Bemessung kommunaler Kläranlagen

Lawrence, D.; van Bentem, A.; van der Herberg, P.; Roeleveld, P. (2001):

MBR pilot research at the Beverwijk WWTP, a step forward to full scale
implementation; H₂O (magazine for water supply and water management),
10/2001

Lee, J.; Ahn, W.Y.; Lee, Ch.H. (2001):

Comparison of the filtration characteristics between attached and suspended
growth microorganisms in submerged membrane bioreactor; Water Research,
Vol.35(10), pp 2435 - 2445

Leunk, J.; Roos, C.; Schyns, P. (2001):

First Dutch full scale MBR application on WWTP Varsseveld; H₂O (magazine for water supply and water management), 10/2001

Liebeskind, M. (1997):

Mikrobiologische Aspekte beim Einsatz der Membrantechnologie; Begleitbuch zur 1. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik

Liebeskind, M. (1999):

Parameter für die dynamische Simulation kommunaler Abwasserreinigungsanlagen; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 171

Liebig, T. (2001):

Membranverfahren zur Behandlung hochbelasteter Kläranlagenteilströme; Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft Universität Essen, Heft 17

Ljung, L.; Glad, T.:

zitiert in Jeppsson (1996)

Londong, J. (1993):

Bedeutung von Modellversuchen für die Auslegung großer Kläranlagen, dargestellt an einem Beispiel; awt abwassertechnik 44, Heft 2/1993, S. 63 - 66

Londong, J. (1997):

Einsatz der dynamischen Simulation bei kommunalen Großanlagen; Wiener Mitteilungen Band 137, S. 219 - 235

Malmqvist, Å. Gunnarsson, L., Torstenon, Chr. (1998):

Lab and pilot scale tests as tools for upgrading – comparison with full scale results; Water Science and Technology, Vol.37(9), pp 25 - 31

Melin, T.; Voßenkaul, K. (2001):

Perspektiven der Membrantechnik in der Abwasserbehandlung; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, Ü5

Melin, T.; Wintgens, T.; Rosen, J. (2001):

Ansätze zur Modellierung und Simulation von Membranbelebungsanlagen; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, P16

Meyer-Haak, J.; Rieser, T. (2000):

Mikrofiltrationsmembran mit reduzierter Foulingneigung durch Modifizierung mit Polyelektrolyten und Polyelektrolytkomplexen, Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik

Mörgeli, B. (2001):

Die Sensation ist perfekt; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A7

Monod, J. (1949):

The Growth of Bacterial Cultures; Annual Review of Microbiology, 1949, pp 371 - 394

Müller, V. (1997):

Modellkalibrierung anhand der Ergebnisse von halbtechnischen Versuchen; Wiener Mitteilungen Band 137, S. 83 – 118

Müller-Rechberger, H.; Wandl, G.; Winkler, St.; Svardal, K.; Matsché, N.

(2001):

Comparison of different operational modes of a two-stage activated sludge pilot plant for the extension of the Vienna STP; Water Science and Technology, Vol.44(1), pp 137 – 144

Mudrack, K.; Kunst, S. (1994):

Biologie der Abwasserreinigung; Gustav Fischer Verlag, Stuttgart, 4.Auflage

Murakami, T. (2001):

Japan: Current situation and future outlook; H₂O (magazine for water supply and water management), 10/2001

Novák, L.; Larrea, L.; Wanner, J. (1994):

Estimations of maximum specific growth rate of heterotrophic and autotrophic biomass: a combined technique of mathematical modelling and batch cultivations; Water Science and Technology, Vol.30(11), pp 171 – 180

Nowak, O.; Schweighofer, P.; Svardal, K. (1994):

Nitrifications inhibition – A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems; Water Science and Technology, Vol.30(6), pp 9 – 19

Nowak, O. (1997):

Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation; Wiener Mitteilungen Band 137, S. 35 - 82

Obenaus, F.; Rosenwinkel, K.-H.; Alex, J.; Tschepeetzki, R.; Jumar, U. (1999):

Components of a model-based operation system for wastewater treatment plants; Water Science and Technology, Vol.39(4), pp 103 – 111

Ødegaard, H.; Rusten, B.; Westrum, T. (1994):

A new moving bed biofilm reactor – applications and results; Water Science and Technology, Vol.29(10-11), pp 157 – 165

Ohle, P.; Brands, E.; Geißler, S.; Voßenkaul, K. (2000):

Bemessung von Membranbioreaktoren und Erfahrungen beim Semi-Crossflow-Betrieb; Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A20

Panglisch, S.; Hagmeyer, G.; Gimbel, R. (1996):

Fouling – Ursachen und Gegenmaßnahmen, Berichte aus dem Rheinisch-Westfälischen Institut für Wasserchemie und Wassertechnologie GmbH

Plaß, R. (1997):

Untersuchungen zur Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes im Belebungsbecken durch den Einsatz von Lamellenpaketen, Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 21, Technische Universität Hamburg-Harburg

Pöpel, H.J.; Lehn, J.; Rettig, S.; Seibert, T.; Wagner, M.; Weidmann, F. (1996):

Gutachten zur Gleichwertigkeit der Anforderungen der Rahmen-AbwasserVwV und der EU-Richtlinie an die Ablaufkonzentration kommunaler Abwasserbehandlungsanlagen und an den Stickstoffeliminierungsgrad; TH Darmstadt Mai 1996

Rat der EG (1991):

Richtlinie des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser (91/271/EWG), in der Fassung des 21. Mai 1991; Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, Nr. L 135, 30. Mai 1991, S. 40

Rautenbach, R.; Albrecht, R. (1981):

Membran trennverfahren, Verlag Salle und Sauerländer

Rautenbach, R. (1996):

Membranverfahren – Grundlagen der Modul- und Anlagenauslegung, Springer Verlag

Rautenbach, R.; Voßenkaul, K.; Melin, T.; Ohle, P. (2000):

Perspektiven der Membrantechnik bei der Abwasserbehandlung; Begleitbuch zur 3. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A25

Rheinland-Pfälzisches Ministerium für Umwelt und Forsten (1999):

Landesverordnung über die Eigenüberwachung von Abwasseranlagen (EÜVOA) vom 27.08.1999

Rieger, L.; Koch, G.; Kühni, M.; Gujer, W.; Siegrist, H. (2000):

The EAWAG BioP-Module for ASM 3, submitted to Water Research, 2000

Roeleveld, P. J.; Kruit, J. (1998):

Richtlinien für die Charakterisierung von Abwasser in den Niederlanden; Korrespondenz Abwasser 03/1998, S. 465 - 469

Rolfs, T. (1997):

Simulation vor der Erweiterung eines Klärwerkes; Vortrag im Rahmen des ATV-Seminars in Essen am 09.10.1997

Rolfs, T. (1998):

Lastfälle von Kläranlagen; ATV-Bundestagung Bremen 1998, ATV-Schriftenreihe Band 12

Rolfs, T., Londong, J. (2000):

Bemessung und Überprüfung von Belebungsanlagen mit den IAWQ-Modellen und dem neuen A 131 – eine kritische Bewertung; 33. Essener Tagung (Essen 2000), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 177

Rosén, B.; Morling, St. (1998):

A systematic approach to optimal upgrading of water and wastewater treatment plants; Water Science and Technology, Vol.37(9), pp 9 – 16

Rosenwinkel, K.-H.; Wichern, M.; Lippert, C.; Arnold, B.; Fengler, T. (1999):

DENIKAplus – Programm zur Bemessung und Optimierung von biologischen Abwasserreinigungsanlagen (1999, 2001); Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover (ISAH)

Rosenwinkel, K.-H.; Wichern, M. (2002):

Bemessung von Sauerstoff- und Überschussschlammfall für die Membranbelebung auf Basis des ATV-DWK-A 131 (2000); Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall 05/2002, S. 640 - 647

Saarländisches Ministerium für Umwelt, Energie und Verkehr (1994):

Verordnung über die Eigenkontrolle von Abwasserbehandlungsanlagen (Eigenkontrollverordnung – EKVO) vom 18.02.1994

Sachsen-Anhaltinisches Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt (1999):
Eigenüberwachungsverordnung (EigÜVO) vom 01.07.1999

Schilling, St.; Grömping, M.; Kollbach, J.-St. (1998):

Konzepte zur wirtschaftlichen Ertüchtigung kommunaler Kläranlagen durch
Membrantechnologie, ; Begleitbuch zur 2. Aachener Tagung Siedlungswasser-
wirtschaft und Verfahrenstechnik, A6

Schlegel, S. (1994):

Ergebnisse und Folgerungen aus der Behandlung von Abwässern in Anlagen mit
weitergehender Abwasserreinigung; Korrespondenz Abwasser 11/1994, S. 2030 -
2041

Schleypen, P. (1991):

Künftige Anforderungen an die weitergehende Abwasserreinigung – das neue
Arbeitsblatt-A 131 als Hilfe für die Planungspraxis; 23. Essener Tagung (Essen
1990), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH
Aachen, Band 119

Schlößer, N.; Wichern, M.; Rosenwinkel, K.-H. (2001):

Nachrechnung einer Kläranlage mit Hilfe maßgebender 2-Wochenmittel und der
dynamischen Simulation mit dem ASM 1; 14. Fachtagung: Norddeutsche Tagung
für Abwasserwirtschaft und Gewässerschutz 11/2001, Hamburger Berichte zur
Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Universität Hamburg-Harburg;
Band 33

Schmid-Schmieder, V. (2001):

Vergleich der Leistungsfähigkeit von Biofilmverfahren bei Sanierungen bzw.
Erweiterungen von kommunalen Kläranlagen; Schriftenreihe des Institutes für
Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 104

Schmitz, C.W. (Hrsg.) (1998):

Handbuch Kommunales Abwasser, Economica Verlag, Bonn

Schönberger, D.; Köhne, M.; Plaß, R.; Sekoulov, I.; Schröder, R.;

Schieborr, M. (2001):

Einsatz von Lamellenpaketen im Belebungsbecken zur Erhöhung des
Trockensubstanzgehaltes; Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall 01/2001, S. 54 ff

Schweighofer, P. (1994):

Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Messdaten; Wiener Mitteilungen
Band 116, S. G1 – G41

Schweighofer, P. (1997):

Grenzen der stationären Bemessung; Wiener Mitteilungen Band 137, S. 1 – 33

Schweizer, V. (1988):

Zukünftige Anforderungen an die Abwasserbehandlung; Stuttgarter Berichte zur
Siedlungswasserwirtschaft, Band 103

Schwentner, G. (1990):

Vergleich des Modells der Hochschulgruppe zur Nitrifikation/Denitrifikation mit
dem ATV Arbeitsblatt-A 131; Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft,
Band 112, S. 69 - 81

Seggelke, K.; Leinweber, U.; Frehmann, T.; Scheer, M.; Weiland, M. (2000):

Internes Protokoll der Arbeitsgruppe „Integrierte Modellierung (Kanalnetz, Kläranlage und Gewässer)“ im Rahmen des HSG-Erfahrungsaustausches „Dynamische Simulation“, Juli 2000, Wien (nicht veröffentlicht)

Seyfried, A. (2002):

Bemessung von Membranbioreaktoren kommunaler Kläranlagen; 35. Essener Tagung (Essen 2002), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 188

Sintic, A.; Rolfs, T.; Freund, M.; Dorgeloh, E.; Meinema, K.; Mihopoulos, J. (1997):

Dynamic simulation for upgrading of wastewater treatment plants – An assessment of treatment plant performance with regard to the EC-directive concerning urban wastewater treatment; published in: Upgrading of water and wastewater systems, Kalmar, 25. – 28.5.1997

Stein, S.; Walther, H.; Zastrow, P. (2001):

Kläranlage Markranstädt – Betriebsergebnisse einer Membranbelebungsanlage für 12.000 EW; Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, A1

Stein, S. (2002):

mündliche Auskunft

Steinle, E. (2001):

Dynamische Simulation von Belebungsanlagen zur Verfahrensoptimierung; in: Günthert, W.; Reicherter, E. und 8 Mitautoren: Kommunale Kläranlagen; Kontakt & Studium Band 510

Stephenson, T.; Judd, S.; Jefferson, B.; Brindle, K. (2000):

Membrane Bioreactors for Wastewater Treatment; IWA Publishing, TJ International (Ltd), Padstow, Cornwall, UK

Telgmann, U.; Frechen, F.-B.: (2000):

Nachgeschaltete Denitrifikation mit Methanol in einem aufwärtsdurchströmten Biofilter; Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall 09/2000, S. 1270 - 1283

Töpfer, K. (1988):

Verstärkte Maßnahmen zum Schutz der Nord- und Ostsee;
Korrespondenz Abwasser 07/1988, S. 650 - 651

van der Roest, H.F.; van Bentem A.G.N.; Lawrence, D.P. (2002):

MBR-Technology in municipal wastewater treatment: challenging the traditional treatment technologies; Water Science and Technology, Vol.46(4-5), pp 273-280

von der Emde, W. (1957):

Ein Beitrag zu Versuchen zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm;
Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Hochschule Hannover, Heft 1

Voßenkaul, K. (2002):

Membran- und Modulentwicklungen, für kommunale Kläranlagen; 35. Essener Tagung (Essen 2002), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 188

Wagner, J.; Rosenwinkel, K.-H. (2001):

Einfluss gelöster Stoffe auf den Sauerstoffeintrag in Membranbelebungsanlagen,
Begleitbuch zur 4. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und
Verfahrenstechnik, Aachen, A15

Waldhoff, A. (2000):

Dokumentation des Einfahrbetriebes einer labormäßiglichen Versuchsanlage
zur Reinigung kommunalen Abwassers im Wirbelbettbelebungsverfahren;
Diplomarbeit am Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel,
12/2000 (unveröffentlicht)

Wallis-Lage, C.; Barnard, J.L. (2001):

MBR application will gain in popularity; H₂O (magazine for water supply and water
management), 10/2001

Wandl, G.; Müller, H.; Svardal, K.; Winkler, St. (2001):

Anpassung der HKA Wien – Betriebserfahrungen mit der Pilotanlage; Wiener
Mitteilungen Band 166, S. 297 ff

Wedi, D. (2002):

mündliche Auskunft

Wett, M. (1998):

Grundlage für einen optimierten Mitteleinsatz bei der Sanierung von
Fließgewässern; Projektarbeit am Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der
Universität Kassel, 11/1998 (unveröffentlicht)

Wett, B.; Dengg, J. (2001):

Anpassung der Verbandskläranlage Achental – Inntal – Zillertal durch separate
Trübwasserbehandlung; Wiener Mitteilungen Band 166, S. 385 - 408

Wichern, M. (2000):

Bemessung und Nachrechnung von Belebungsanlagen verschiedener
Verfahrensweisen; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und
Abfalltechnik der Universität Hannover (ISAH), Heft 112

Winkler, St.; Müller-Rechberger, H.; Nowak, O.; Svardal, K.; Wandl, G.

(2001a):

A new approach towards modelling of the carbon degradation cycle at two-stage
activated sludge plants; Water Science and Technology, Vol.43(7), pp 19 – 28

Winkler, St.; Wandl, G.; Müller, H.; Svardal, K. (2001b):

Anpassung der HKA Wien – Regelungskonzept und Simulation;
Wiener Mitteilungen Band 166, S. 253 ff

Wozniak, T. (2002):

Die Zukunft in der kommunalen Abwasserbehandlung; 35. Essener Tagung
(Essen 2002), Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der
RWTH Aachen, Band 188

Zeman, L.J.; Zydney, A.L. (1996):

Microfiltration and Ultrafiltration; Marcel Dekker, Inc., New York

Zettl, U. (2001):

Einsatz der dynamischen Simulation als Bemessungshilfe für Kläranlagen in
Weinbaugebieten; Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der
Universität Kaiserslautern, Band 13

**In der Schriftenreihe WASSER-ABWASSER-ABFALL (ISSN 0930-5459)
der Fachgebiete Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik
der Universität Kassel sind bisher folgende Bände erschienen:**

	Preis €
Band 1: Stickstoff und Phosphor in Fließgewässern – Wissensstand und Folgerungen für die Abwasserreinigung (1986) 1. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	vergriffen
Band 2: Planungshilfen zur weitergehenden Abwasserreinigung und Klärschlammensorgung (1988) 2. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	vergriffen
Band 3: Betrieb und Wirtschaftlichkeit der Kraft-Wärme-Kopplung auf kleinen und mittelgroßen Kläranlagen in Hessen (1988) Wolf, P., Eck-Düpont, M.	vergriffen
Band 4: Behandlung von Deponiesickerwasser (1988) 1. Abfallseminar des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft	vergriffen
Band 5: Stand der Technik bei der Vermeidung gefährlicher Stoffe in der Abwasserbeseitigung (1989) 3. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	25,-- €
Band 6: Phänomene der hydraulischen Leitfähigkeit dauernd hydro-morpher Bodenmatrices – Untersuchungen einer Randbedingung bei Wurzelraumanlagen (1990) Lüken, Bernd O.	25,-- €
Band 7: Anforderungen an die Regenwasserbehandlung bei Mischwasserkanalisation (1991) 4. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	vergriffen
Band 8: Messen und Regeln in der Abwassertechnik Planung – Ausführung – Betrieb (1992) 5. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	vergriffen
Band 9: Wachstum und Abtrag der Sielhaut in Mischwasserkanälen (Ende 1992) Reiff, H.	vergriffen
Band 10: Wirkungen stoßartiger Belastungen auf ausgewählte Fließgewässerorganismen – Ein Beitrag zur Beurteilung ökologischer Schäden durch Niederschlagswassereinleitungen aus Kanalisationen (1992) Borchardt, D.	25,-- €
Band 11: Ökologische Gewässersanierung im Spannungsfeld zwischen Natur und Kultur (1993) 6. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	25,-- €

Band 12:	Großtechnische Untersuchungen zur vorgeschalteten und kaskadenförmigen Denitrifikation im Vergleich zur Bemessung nach A 131 und zum Einfluß der Kalk-Phosphat-Fällung auf den Schlamm (1995)	25,- €
	Bendzuck, C.	
Band 13:	Thermische Klärschlammbehandlung – Planung, Technologie und Erfahrungen – (1994)	25,- €
	7. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	
Band 14:	Vergleichende Untersuchungen zur erhöhten biologischen Phosphorelimination (1995)	25,- €
Band 15:	Beitrag zur Planung und Bemessung der Stickstoffelimination bei Tropfkörperanlagen (1996)	25,- €
	Mehlhart, G.	
Band 16:	Ökologische und technische Hinweise zur Abwasser und Klärschlammbehandlung bei knappen Kassen (1996)	25,- €
	8. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	
Band 17:	Untersuchungen zur Abhängigkeit der erhöhten biologischen Phosphatelimination von Temperatur und Substratversorgung (1997)	25,- €
	Bendzuck, Chr.	
Band 18:	Abwasserbehandlung, Gewässerschutz und Wasserwirtschaft an der Schwelle zum 21. Jahrhundert (1997)	25,- €
	9. Kasseler Siedlungswasserwirtschaftliches Symposium	
Band 19:	Einfluß von Mischwassereinleitungen auf den Stoffhaushalt und die Biozönose kleiner Fließgewässer im ländlichen Raum (1998)	25,- €
	Fischer, J.	
Band 20:	Integrierte Planung von Anlagen zur Niederschlagswasserbehandlung mit Hilfe von Simulationsmodellen – Lösungsansätze und Handlungsanleitungen (2002)	25,- €
	Mang, J.	
Band 21:	Weitergehende Mischwasserbehandlung in Bodenfilterbecken (2002)	25,- €
	Born, W.	

Die Bände 1 bis 21 sind, soweit nicht vergriffen, zu beziehen über

Verein zur Förderung der Fachgebiete Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik e.V.
der Universität Kassel

Kurt-Wolters-Str. 3

34125 Kassel

Tel. 0561/804-2869, Fax 0561/804-2869

www.uni-kassel.de/fb14/siawi

Alle Preise brutto incl. Ust, zzgl. 2,50 € für Porto und Verpackung

Ab Band 22 erfolgt der Vertrieb über
kassel university press GmbH
Diagonale 10
34127 Kassel
Tel. 0561/804-2159, Fax 0561/804-3429
www.upress.uni-kassel.de

Band 22:	Ein exemplarischer Ansatz zur Einbindung neuer Bemessungswege und neuer Reinigungstechnologien bei der Ertüchtigung von Kläranlagen (2003) ISBN 3-89958-039-7 Schier, W.	25,-- €
Band 23:	Membranfiltration in Hessen – Teil 1 (2004) ISBN 3-89958-040-7	25,-- €
Band 24:	Geruch aus Abwasseranlagen (in Vorbereitung) ISBN	25,-- €
Band 25:	Umweltallianz Hessen – Membranfiltration und Retentions- bodenfilter (in Vorbereitung) ISBN	25,-- €
Band 26:	Membranfiltration in Hessen – Teil 2 (in Vorbereitung) ISBN	25,-- €