

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Band 137

Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen

ÖWAV - Seminar
TU - Wien
25. Februar 1997

Herausgeber
Prof. Dipl.Ing. Dr. H. Kroiß
Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

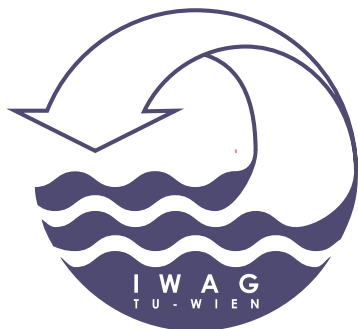
Band 137

Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen

ÖWAV - Seminar
TU - Wien
25. Februar 1997

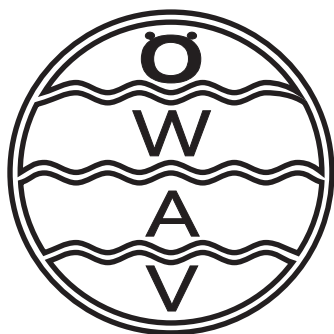
Herausgeber
Prof. Dipl.Ing. Dr. H. Kroiß
Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft

Veranstalter



Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft
TU- Wien

Karlsplatz 13 / 226
1040 Wien



Österreichischer
Wasser- und
Abfallwirtschaftsverband

Marc - Aurel - Straße 5
1010 Wien

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

Druck: Riegelnik
1080, Piaristengasse 19

ISBN 3 - 85234 - 028 - 4

Inhaltsverzeichnis

Schweighofer P. Grenzen der stationären Bemessung	1 - 34
Nowak O. Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation	35 - 82
Müller V. Modellkalibrierung anhand der Ergebnisse von halbtechnischen Versuchen	83 - 118
Prendl L. Modellanwendung bei Belebungsanlagen mit Neigung zur Blähschlamm Bildung	119 - 158
Krebs P. Nutzung von Modellen für Gestaltung und Betrieb von Nachklärbecken	159 - 190
Alex J., Tschepetzki R. Modellanwendung zur Regelung von Belebungsanlagen	191 - 218
Londong J. Einsatz der dynamischen Simulation bei kommunalen Großanlagen	219 - 236
Kroiß H. Problemlösung durch Modellbildung	237 - 252

Vorwort

Das bei weitem wichtigste Abwasserreinigungsverfahren für den Gewässerschutz ist das Belebungsverfahren. Es wurde in England vor bald hundert Jahren von Naturwissenschaftlern erfunden und ist von Ingenieuren verwendet und weiterentwickelt worden. Grundlage für jede Art von Berechnungen zur Ermittlung der Größe und Ausbildung der baulichen und maschinellen Anlagenteile, sowie zur richtigen Betriebsführung ist immer eine Modellbildung der ablaufenden Prozesse. Die wissenschaftliche Aufklärung der Zusammenhänge bei der biologischen Abwasserreinigung ist ein mühsames Unterfangen, weil neben sehr komplexen chemisch-physikalischen Vorgängen auch anpassungsfähige Bakterienmischkulturen eine bedeutende Rolle spielen. In chemischer Hinsicht ist Abwasser ein Mischsubstrat mit vielen Tausenden von Einzelverbindungen. Ihre Wirkung auf die komplexe Mischbiozönose mit unterschiedlichsten Organismen ist im einzelnen unbekannt. Die Modellbildung hat diesen widrigen Umständen immer Rechnung tragen müssen, was die Freude der reinen Naturwissenschaftler zur Mitarbeit lange Zeit gedämpft hat. Einen gewissen Lichtblick in Hinblick auf die mathematische Beschreibbarkeit stellt der Prozeß der Nitrifikation dar, der gerade heute eine so wichtige Rolle für den Gewässerschutz spielt. Hierbei handelt es sich um den Stoffwechsel von nur wenigen spezialisierten Bakterienarten mit einem „Einzelsubstrat“.

Die Vorträge in diesem Band der Wiener Mitteilungen stellen einen Versuch dar, den aktuellen Stand der Modellbildung für das Belebungsverfahrens in Streiflichtern darzustellen. Einerseits soll die mehr wissenschaftlich orientierte Fachwelt angeregt werden, die Modelle zu verbessern. Andererseits soll den Anwendern der Modelle in der Praxis von Planung und Betrieb vermittelt werden, mit welchen Modellvorstellungen welche Probleme gelöst werden können und welche Vereinfachungen und Begrenzungen der Aussagekraft der Modelle zu beachten sind. Weil bei der Modellbildung immer versucht wird, das aktuelle Verständnis der Zusammenhänge in quantifizierbarer Weise darzustellen, hat die Beschäftigung mit den Modellen einen hohen didaktischen Wert. Die komplexen dynamischen Modelle sind vor allem dort hilfreich, wo unsere Vorstellungskraft nicht mehr ausreicht das Zusammenwirken verschiedenster Einzelprozesse gedanklich zu integrieren.

Durch die sprunghafte Entwicklung der elektronischen Datenverarbeitung ist es heute schon möglich auch komplizierte mathematische Modelle einfach anwendbar zu machen. Ein wichtiges Problem stellt dabei jedoch die Bestimmung jener vielen Parameter dar, die es vor allem dem Ingenieur erst ermöglichen, in jedem Anwendungsfall zu konkreten Aussagen über Abmessungen, Leistungsangaben und Betriebsanweisungen zu gelangen. Hier besteht meines Erachtens noch ein großer Bedarf an systematischer Auswertung von praktischer Erfahrung, um die Zuverlässigkeit der Ergebnisse von Modellrechnungen zu erhöhen.

Grenzen der stationären Bemessung

Peter Schweighofer

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft; TU-Wien

1 Einleitung

Die gestiegenen Anforderungen an die Abwasserreinigung verlangen nach dementsprechend angepaßten Bemessungsmodellen. Dominiert werden diese Anforderungen durch die Notwendigkeit der Nitrifikation und Denitrifikation. Vor allem die Nitrifikation ist z.Z. der Leitprozeß in der kommunalen Abwasserreinigung. Für die Bemessung nährstoffeliminierender Anlagen wird im deutschen Sprachraum überwiegend das Arbeitsblatt A 131 der ATV (1991) angewandt. Vielfach wird auch der Hochschulansatz (BÖHNKE, 1989) verwendet. Beide Bemessungsmodelle sind stationäre Bemessungen, d.h. Veränderungen über die Zeit werden nicht berücksichtigt. Wie jeder Anwender dieser Modelle weiß, liegt auch darin häufig die Grenze ihrer Anwendbarkeit. Mit beiden Modellen ist es trotzdem möglich, instationäre Zustände in einem gewissem Ausmaß zu berücksichtigen. Teilweise erfolgt die Berücksichtigung aufgrund von Erfahrungen (ATV, 1991) oder sie sind entsprechend der Modellvorstellung theoretisch begründet (BÖHNKE, 1989). So erfordern stationäre Bemessungsmodelle generell Sicherheits-/Schwankungsfaktoren gegenüber den ständig auftretenden instationären (Belastungs)zuständen in der Abwasserreinigung.

Neben der Begriffsdefinition und Herleitung von stationären Zuständen einer einstufigen Belebungsanlage werden die weit verbreiteten stationären Bemessungsmodelle Raum-/Schlammbelastung und Schlammalter aus den allgemeinen instationären Massenbilanzen abgeleitet. Es soll damit der theoretische Zusammenhang mit den später nachfolgenden dynamischen Modellen geschaffen werden.

Anhand des Modells Schlammalter werden unterschiedliche, theoretisch begründete Sicherheitskonzepte dargestellt. Diese Sicherheitskonzepte erlauben es bis zu einem gewissen Ausmaß, instationäre Belastungszustände zu berücksichtigen. Es handelt sich dabei ausschließlich um Sicherheitsüberlegungen die direkt mit dem stationären Modell verbunden sind.

Abschließend werden noch Erweiterungen des Modells Schlammalter angeführt, die die Berücksichtigung zusätzlicher instationärer Belastungsveränderungen erlauben. All die Sicherheitsüberlegungen und Modellerweiterungen beruhen auf mehr oder minder starken Vereinfachungen der allgemeinen instationären Massenbilanzen. In diesen Vereinfachungen liegen letztendlich auch die Grenzen der Anwendbarkeit begründet.

2 Begriffsdefinition

2.1 Massenbilanz für einen voll durchmischten Reaktor

Anhand der Massenbilanz eines abbaubaren Stoffes für einen einfachen voll durchmischten Reaktor (Chemostaten) werden die prinzipiellen Zusammenhänge beschrieben. Für die generelle Formulierung der Massenbilanz eines Stoffes müssen dabei die Transportvorgänge und die Reaktionsmechanismen (biokinetisches Modell) kombiniert werden (HENZE et.al., 1986; GUJER, 1985). Allgemein formuliert nimmt für einen vollständig durchmischten Reaktor (Abb. 1) eine Massenbilanz die nachfolgende Form an.

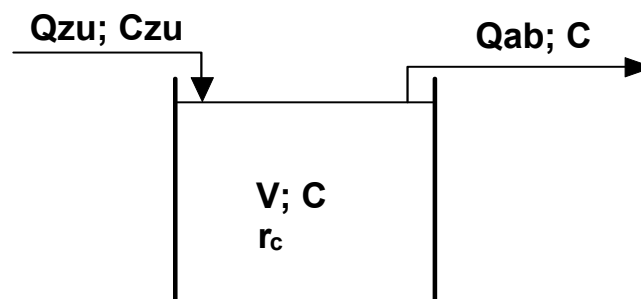


Abbildung 1: Voll durchmischter Reaktor

Massenbilanz:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{dc}{dt} * V = (Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c) + r_c * V \quad \text{Glg. 1}$$

Akkumulation

Transport Umwandlung

In der allgemeinen Form wird die Massenbilanz also durch Transportvorgänge und Umwandlungen (Reaktionen), sowie der sich dadurch verändernden Masse des Stoffes im System (Akkumulation) beschrieben.

2.2 Der stationäre Zustand

Im stationären Zustand sind alle Zustandsänderungen, d.h. alle Ableitungen nach der Zeit (dc/dt) Null. Die Massenbilanz für einen abbaubaren Stoff vereinfacht sich daher zu:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{dc}{dt} * V = 0 = (Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c) + r_c * V \quad \text{Glg. 2}$$

$$0 = (Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c) + r_c * V \quad \text{Glg. 3}$$

$$(Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c) = -r_c * V \quad \text{Glg. 4}$$

Transport = Umwandlung

Ausgehend von einem bestimmten dynamischen Zustand (Transport **und** Umwandlung), nähert sich das System asymptotisch einem stationären Endzustand (Transport **ist gleich** Umwandlung) an. In dieser vereinfachten Form, die Zeitabhängigkeiten wurden eliminiert, **entspricht** der Transport (Input minus Output) der Stoffumwandlung. Wie schnell diese Annäherung erfolgt, hängt im wesentlichen von der Aufenthaltszeit der jeweiligen Stoffe im System ab.

Aus der Definition des stationären Zustandes wird ersichtlich, daß streng genommen, im realen Betrieb einer Kläranlage nie stationäre Zustände vorhanden sind, da permanent Veränderungen verschiedenster Zustandsgrößen auftreten. Für stationäre Bemessungsansätze folgt daraus, daß tatsächliche Anlagenzustände nur angenähert beschrieben werden können.

Treten diese Zustandsveränderungen regelmäßig, in gleichen Größenordnungen auf, und schwanken sie dabei um einen konstant bleibenden Mittelwert (allgemein als konstante Belastungsverhältnisse bezeichnet), so genügt vielfach die Vereinfachung des stationären Zustandes, um ein System beschreiben und damit auch bemessen zu können. Über welchen Zeitraum solche Schwankungen auftreten können, ohne einen gewissermaßen stationären Zustand zu verändern, hängt in erster Annäherung mit der Aufenthaltszeit des Stoffes zusammen. So wird eine täglich wiederkehrende Tagesganglinie der CSB-Belastung den Überschußschlammanfall und dadurch das einstellbare Schlammalter nur gering

beeinflussen. Diese Tagesganglinie wird aber sehr wohl den Sauerstoffbedarf über den Tag hinweg bestimmen.

Viele stationäre Bemessungsansätze versuchen Zustandsveränderungen indirekt zu berücksichtigen, indem Schwankungs- oder Stoßfaktoren eingeführt werden. Die Zustandsveränderungen selbst, z.B. Belastungsanstiege in Folge einsetzender Tourismussaison etc., können nicht beschrieben werden.

Auch für die Analyse des zeitabhängigen Verhaltens dient der stationäre Zustand für „mittlere“ Betriebsbedingungen vielfach als Ausgangspunkt.

3 Stationäre Zustände des Belebungsverfahrens

3.1 Massenbilanzen für eine Belebungsanlage

Anhand der einfachsten Form einer Belebungsanlage - ein belüftetes vollständig durchmischtes Belebungsbecken und ein Nachklärbecken - sollen die grundsätzlichen Massenbilanzen für Sauerstoff, und für partikuläre Stoffe (im weitesten Sinne Belebtschlamm) angeschrieben werden. Aus diesen Massenbilanzen werden dann die stationären Zustände für die jeweiligen Stoffumsätze abgeleitet. Es wird dabei nicht näher auf die, den jeweiligen Umwandlungsprozessen zugrunde gelegten Modellvorstellungen eingegangen. Dies wird in nachfolgenden Beiträgen dieses Seminars noch zur Genüge vorgenommen und dargestellt werden. Ergänzend werden Simulationsrechnungen für partikuläre und gelöste Stoffe durchgeführt, die zeigen sollen, wie lange es dauert, bis sich nach Zustandsänderungen wieder der stationäre Zustand einstellt.

Massenbilanz für partikuläre Stoffe (Mit der Annahme, daß die Menge an partikulären Stoffen in der Nachklärung vernachlässigbar klein ist, wird die Rücklaufschlammförderung zu einem Rücklauf in einem voll durchmischten Reaktor, wofür sich zeigen läßt, daß solch interne Rückführungen keinen Effekt haben, und daher in der Bilanzgleichung vernachlässigt werden können).

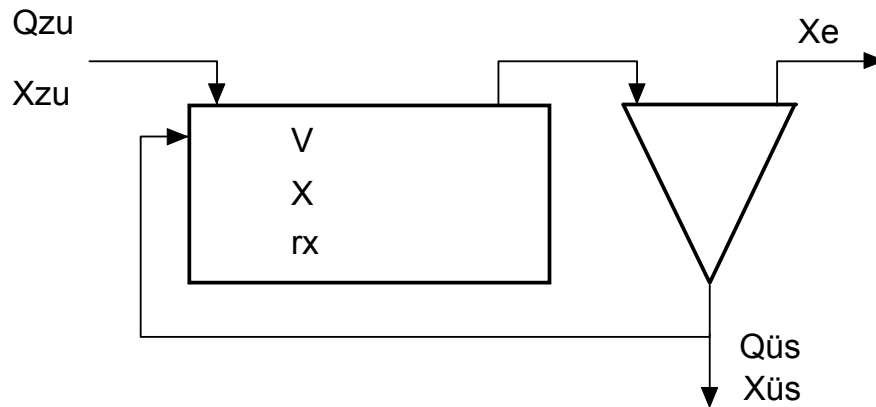


Abbildung 2: Vereinfachtes Verfahrensschema einer Belebungsanlage, mit den für die Massenbilanz partikulärer Stoffe verwendeten Größen.

$$\frac{dX}{dt} * V = Q_{zu} * X_{zu} - Q_{\ddot{U}S} * X_{\ddot{U}S} - (Q_{zu} - Q_{\ddot{U}S}) * X_e + r_x * V \quad \text{Glg. 5}$$

Im stationären Zustand wird daraus:

$$\frac{dX}{dt} * V = 0 = Q_{zu} * X_{zu} - Q_{\ddot{U}S} * X_{\ddot{U}S} - (Q_{zu} - Q_{\ddot{U}S}) * X_e + r_x * V \quad \text{Glg. 6}$$

bzw.

$$Q_{\ddot{U}S} * X_{\ddot{U}S} = Q_{zu} * X_{zu} - (Q_{zu} - Q_{\ddot{U}S}) * X_e + r_x * V \quad \text{Glg. 7}$$

Vielfach werden auch noch die partikulären Stoffe im Ablauf X_e als vernachlässigbar gering angenommen, was die Gleichung weiter vereinfacht.

$$Q_{\ddot{U}S} * X_{\ddot{U}S} = Q_{zu} * X_{zu} + r_x * V \quad \text{Glg. 8}$$

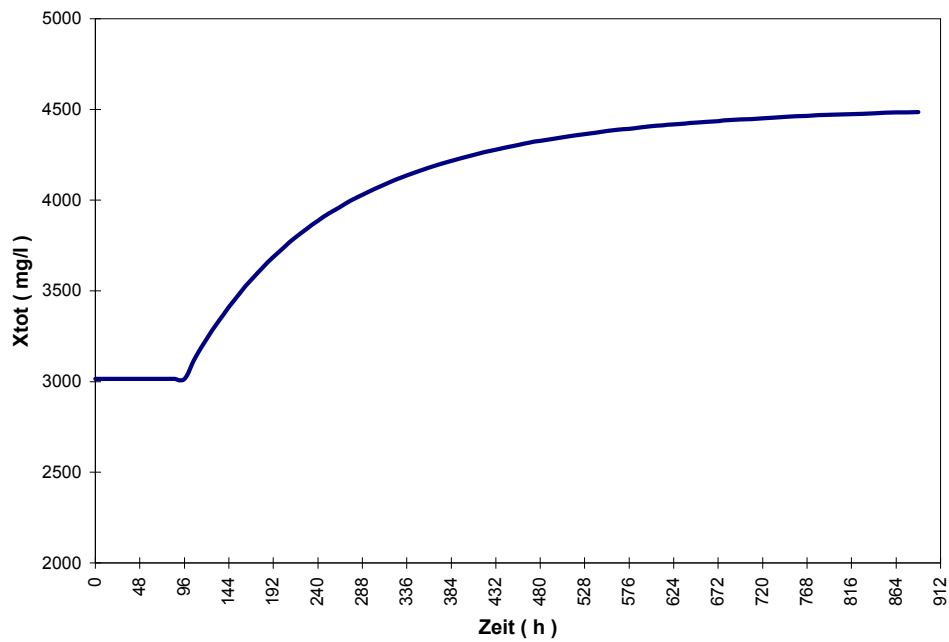


Abbildung 3: Beispiel für das Erreichen des stationären Zustandes einer Belebungsanlage, bei einer Belastungssteigerung um 50 %, und einem konstanten Schlammalter von 10 d.

Massenbilanz für gelöste abbaubare Stoffe (unter Vernachlässigung des Nachklärbeckens und der Konzentration im Überschussschlammabzug):

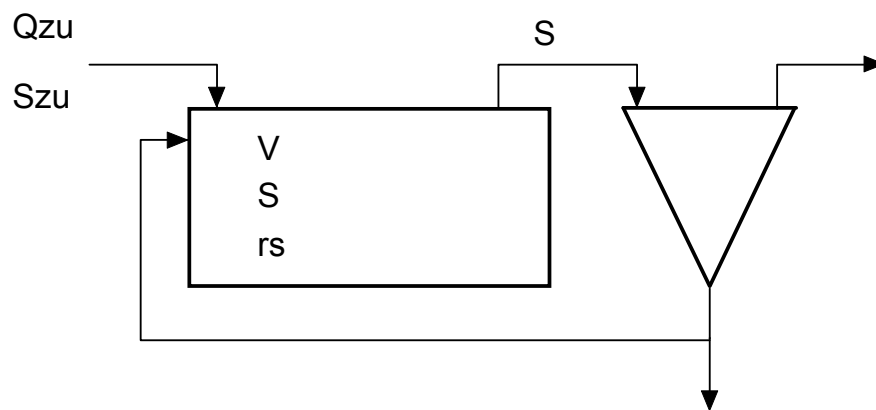


Abbildung 4: Vereinfachtes Verfahrensschema einer Belebungsanlage, mit den für die Massenbilanz gelöster Stoffe verwendeten Größen.

$$\frac{dS}{dt} * V = Q_{zu}(S_{zu} - S) + r_S * V \quad \text{Glg. 9}$$

Der stationäre Zustand:

$$\frac{dS}{dt} * V = 0 = Q_{zu}(S_{zu} - S) + r_S * V \quad \text{Glg. 10}$$

führt zu der schon bekannten Gleichung:

$$Q_{zu}(S_{zu} - S) = -r_S * V \quad \text{Glg. 11}$$

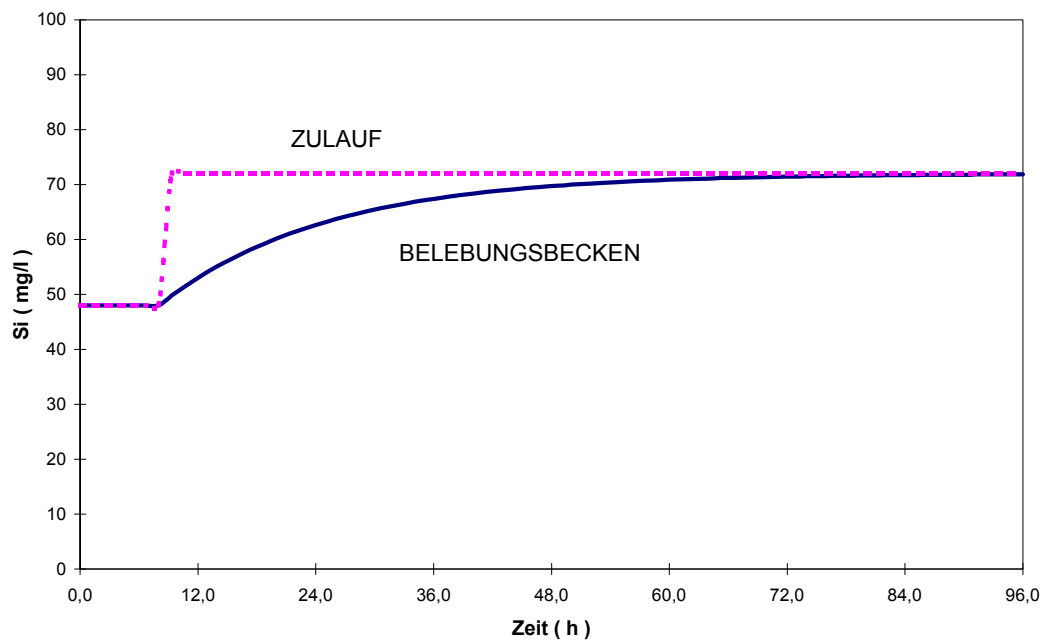


Abbildung 5: Beispiel für das Erreichen des stationären Zustandes für einen gelösten inerten Stoff in einer Belebungsanlage, nach einer 50 %-igen Zulaufkonzentrationssteigerung (hydraulische Aufenthaltszeit ist 17 h)

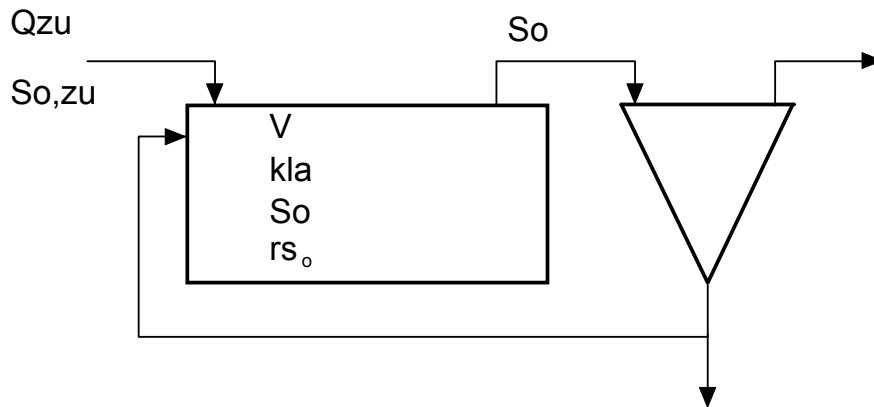
Massenbilanz für gelösten Sauerstoff:

Abbildung 6: Vereinfachtes Verfahrensschema einer Belebungsanlage, mit den für die Massenbilanz von Sauerstoff verwendeten Größen.

$$\frac{dS_o}{dt} * V = Q_{zu} (S_{O;zu} - S_o) + kla(S_{O_s} - S_o) * V + r_{S_o} * V \quad \text{Glg. 12}$$

Der stationäre Zustand:

$$\frac{dS_o}{dt} * V = 0 = Q_{zu} (S_{O;zu} - S_o) + kla(S_{O_s} - S_o) * V + r_{S_o} * V \quad \text{Glg. 13}$$

führt zu

$$kla(S_{O_s} - S_o) * V = -Q_{zu} (S_{O;zu} - S_o) - r_{S_o} * V \quad \text{Glg. 14}$$

$$\text{Zufuhr} = (\text{In} - \text{Out}) \text{ Verbrauch}$$

Die notwendige Sauerstoffzufuhr entspricht der negativen Differenz aus Input minus Output plus dem Sauerstoffverbrauch der jeweiligen Reaktion. In Belebungsanlagen ist die Differenz aus Input minus Output oft klein gegenüber dem Verbrauch, und kann daher vernachlässigt werden. Das führt zu einer weiteren Vereinfachung der obigen Gleichung:

$$kla(S_{O_s} - S_o) * V = -r_{S_o} * V \quad \text{Glg. 15}$$

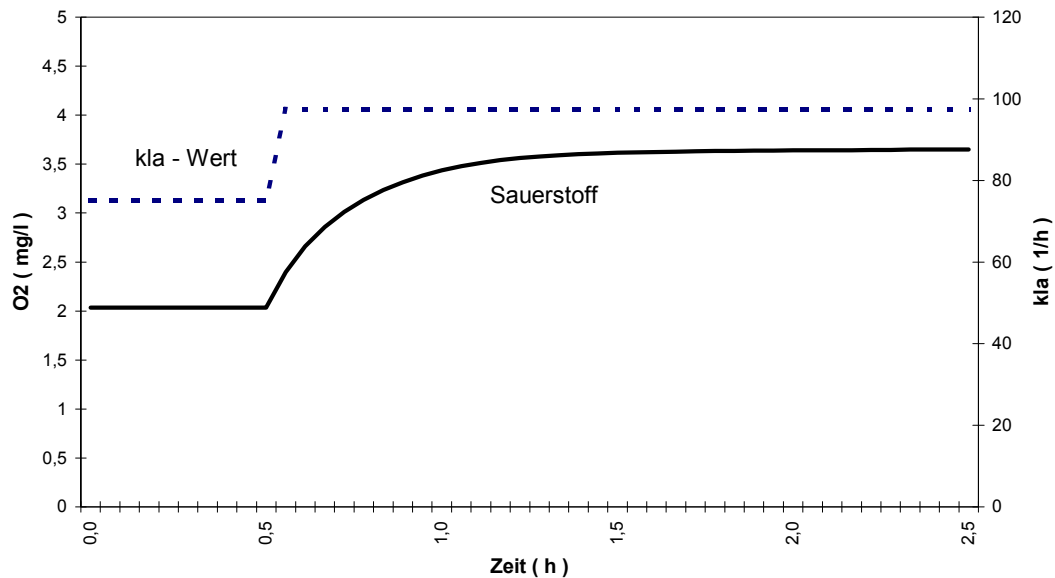


Abbildung 7: Beispiel für das Erreichen des stationären Zustandes des Sauerstoffgehalt bei einer Änderung des k_{la} Wertes (30 %).

Die vorherigen Ausführungen und Abbildungen 5 - 7 sollten zeigen, daß es je nach Natur des betrachteten Stoffes (partikulär bzw. gelöst) unterschiedlich lange Zeiträume braucht, um neue stationäre Zustände zu erreichen.

4 Stationäre Bemessungsmodelle

4.1 Modell der Raum/Schlammbelastung

Die lange Zeit zur Bemessung von Belebungsanlagen gebräuchlichen Modelle Raum- und Schlammbelastung beruhen auf der Beobachtung, daß die zu erwartende Ablaufqualität von der spezifischen Raumbelastung wie in Abb.8 (z.B. WUHRMANN, 1953) bzw. von der spezifischen Schlammbelastung wie in Abb.9 abhängig ist (WUHRMANN, 1964; ATV, 1975). Wie allgemein bekannt ist, wird dabei die tägliche Schmutzfracht auf das vorhandene Belebungsbeckenvolumen ($B_{R-BSB5} = B_d BSB_5 / V_{BB}$ [kg BSB₅/m³/d]), bzw. auf die vorhandene Schlammmasse bezogen ($B_{TS} = B_d BSB_5 / V_{BB} * TS_{BB}$ [kg BSB₅/ kg TS_{BB}/d]).

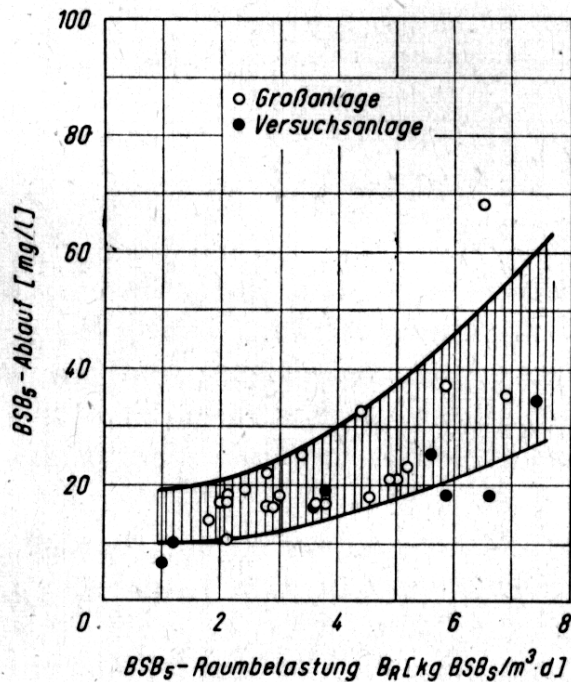


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen BSB₅-Ablaufkonzentration und BSB₅-Raumbelastung (aus ATV, 1975)

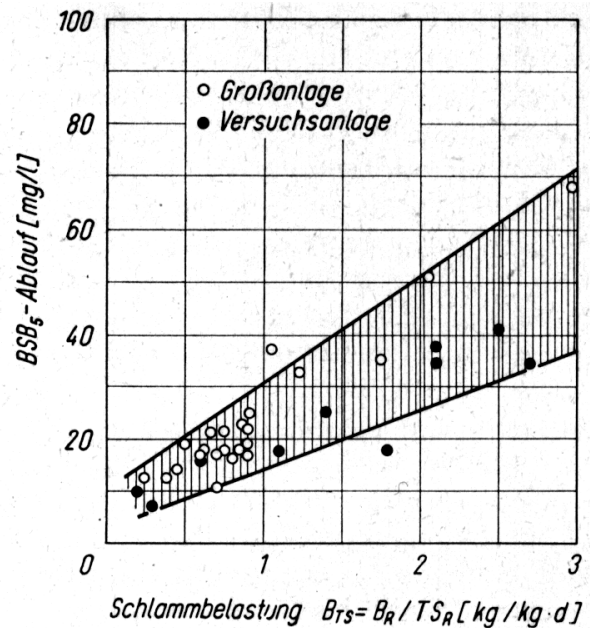


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen BSB₅-Ablaufkonzentration und BSB₅-Schlammbelastung (aus ATV, 1975)

Es läßt sich anhand der bereits abgeleiteten Beziehungen (Glg. 4) leicht zeigen, daß das Modell der Schlammbelastung ein reines Transportmodell ist, bei dem der Transport (Input minus Output) der Umwandlung entspricht. Zur Verdeutlichung wird nochmals die Gleichung 4 angeführt.

$$(Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c) = -r_c * V$$

Transport = Umwandlung

Bezieht man entsprechend der Gleichung 4, den Transportterm ($Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c_{ab}$) auf das vorhandene Reaktorvolumen, so kommt man auf eine spezifische Raumabbauleistung die einer bestimmten Umwandlung bzw. Reinigungsleistung /Ablaufwert entspricht.

$$\eta B_R = \frac{(Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c)}{V} = -r_c$$

Glg. 16

Wird diese Raumabbauleistung auf den Schlammgehalt bezogen, so erhält man eine Schlammbelastung.

$$\eta_{B_{TS}} = \frac{(Q_{zu} * c_{zu} - Q_{ab} * c)}{V * TS_{BB}} = \frac{-r_c}{TS_{BB}} \quad \text{Glg. 17}$$

Vielfach werden die Ablaufkonzentrationen oft als klein gegenüber den Zulaufkonzentrationen angenommen und bei der Anschreibung der Raum- bzw. Schlammbelastung vernachlässigt, womit man endgültig die in der Abwassertechnik gebräuchliche Definition erhält.

$$B_{TS} = \frac{Q_{zu} * c_{zu}}{V * TS_{BB}} = \frac{-r_c}{TS_{BB}} \quad \text{Glg. 18}$$

So wurden im Vorläufer des momentan vielfach verwendeten Arbeitsblattes A 131 der ATV aus dem Jahre 1981 (ATV, 1981) für drei unterschiedliche Reinigungsanforderungen verschiedene Belastungsbereiche angegeben.

Tabelle 1: Schlammbelastung für Belebungsanlagen mit unterschiedlichen Reinigungsanforderungen (ATV, 1981).

	B_{TS} (kgBSB ₅ /kg TS/d)
Schlammstabilisierung	0,05
mit Nitrifikation	0,15
ohne Nitrifikation	0,30

Die Grenzen dieses einfachen und sehr anschaulichen Modells sind offensichtlich, eine Beschreibung schwankender Belastungen bzw. veränderter Verhältnisse ist nicht möglich. Die Anwendbarkeit auf variierende Belastungsverhältnisse war dadurch gegeben, da die zugrunde gelegten „Erfahrungswert“ häufig aus praxisnahen Versuchen, oder überhaupt aus dem Betrieb von Großanlagen - mit all den möglichen Schwankungen - stammen (vgl. Abb. 8 und 9).

Vor allem um die Dynamik des Sauerstoffverbrauches wissend, wurde von der Verfassern des A 131 (1981) darauf hingewiesen, daß für das Belüftungssystem ein Regelbereich von zumindest 5:1 vorzusehen sei.

Eine grundlegende Kritik an der Modellvorstellung Schlammbelastung begründet sich darin, daß die jeweilige Belebtschlammzusammensetzung einerseits vom Abwasser selbst (z.B. Entwässerungssystem, Trenn- oder Mischsystem, bzw. mehr oder weniger anorganische Stoffe etc.) und vom Anlagenbetrieb (mit oder ohne Vorklärung, Größe der Vorklärung, mit oder ohne Phosphorfällung, Art des Fällungsmittel etc.) abhängt. Eine direkte Abhängigkeit von Reinigungsleistung und Schlammbelastung ist daher streng genommen nicht gegeben, eine Bemessung nach dieser Modellvorstellung dementsprechend unscharf.

4.2 Modell des Schlammalters

4.2.1 Allgemeines

Nachdem in den 50-iger und 60-iger Jahren dieses Jahrhunderts in England von den "River Boards" vermehrt die Forderung nach Nitrifikation von Abwasser in Kläranlagen gestellt wurde, die nach dem damaligen Wissensstand geplanten Kläranlagen jedoch nur bedingt diese Forderungen erfüllen konnten, war eine starke Notwendigkeit gegeben, diese Fragestellung in Angriff zu nehmen. Man sah das Erfordernis eine Theorie zu entwickeln, die es erlaubt, praktisch auftretende Probleme bei der Nitrifikation hinsichtlich ihrer Ursachen gegeneinander abgrenzen zu können.

Im speziellen sollte damit zwischen unzureichenden Betriebsparametern und externen Einflüssen, wie z.B. Einleitung nitrifikationshemmender Abwässer, unterschieden werden können. DOWNING *et al.* (1964a, 1964b) gelang es, die von MONOD (1950) entwickelte Beziehung von Wachstumsrate und Substratkonzentration auf die Nitrifikation im Belebungsverfahren umzulegen, und damit zu zeigen, daß eine "minimale Belüftungszeit" - dem heutigen Verständnis nach ein minimales aerobes Schlammalter - notwendig ist, um eine gesicherte Nitrifikation zu erreichen. WUHRMANN (1964) stellt Versuchsergebnisse vor, die den Zusammenhang zwischen Schlammalter und dem Ausmaß der Nitrifikation zeigen (Abb. 10).

Die Bedeutung des Schlammalters für die Abwasserreinigung, und im speziellen für die Nitrifikation wurde in Folge z.B. von GUJER (1976) und KAYSER (1983) dargestellt, bis diese Modellvorstellung 1991 von der ATV (1991) in das momentan gültige Arbeitsblatt A 131 übernommen wurde.

Wesentlich am Modell Schlammalter ist, daß damit eine direkte Bindung an das Wachstum der maßgeblichen Mikroorganismen, der Nitrifikanten, gegeben ist. Wie noch gezeigt wird, ist auch die Bemessung nach dem Modell des Schlammalters eine stationäre Bemessung.

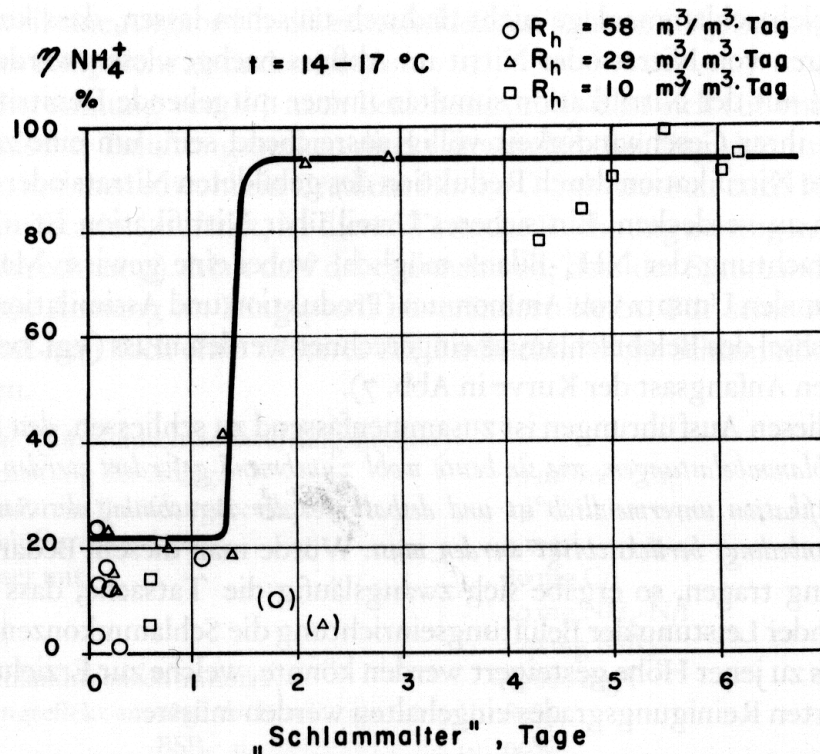


Abbildung 10: Abhängigkeit des Ausmaßes der Nitrifikation vom Schlammalter (aus Wuhrmann, 1964)

Wie tief das Denken in Schlamm- und Raumbelastung noch verankert ist, zeigt die Bestimmung des Belebungsbeckenvolumens nach A 131, wo die Ermittlung - nicht notwendigerweise - immer noch über die Raum- bzw. Schlammbelastung führt (A 131, Glg. 1, 2, 5-8; ATV, 1991), um die Anbindung an die historische Entwicklung sicherzustellen.

4.2.2 Ableitung des Modells Schlammalter anhand der Massenbilanz für Nitrifikanten

Als Ausgang dient die Massenbilanz für partikuläre Stoffe (vgl. Glg. 5), wobei die partikulären Stoffe im Zu- und Ablauf vernachlässigt werden. In diesem Fall wird das erforderliche aerobe Schlammalter anhand der Massenbilanz für die Nitrifikanten hergeleitet. Es wird dabei von der einfachen Modellvorstellung

von Zuwachs ($\mu_{A_N} \cdot X_A \cdot V_{BB}$) der Nitrifikanten unter aeroben Bedingungen und dem Verlust durch Überschussschlammabzug ($Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A$) ausgegangen

$$\frac{dX_A}{dt} \cdot V_{BB} = \mu_{A_N} \cdot X_A \cdot V_{BB} - Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A \quad \text{Glg. 19}$$

Der stationäre Zustand dieser Massenbilanz vereinfacht die Gleichung 19 zu:

$$\frac{dX_A}{dt} \cdot V_{BB} = 0 = \mu_{A_N} \cdot X_A \cdot V_{BB} - Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A \quad \text{Glg. 20}$$

$$\mu_{A_N} \cdot X_A \cdot V_{BB} = Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A \quad \text{Glg. 21}$$

$$D_X = \frac{Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A}{V_{BB} \cdot X_A} = \mu_{A_N} \quad \text{Glg. 22}$$

Allgemein formuliert bedeutet das, daß im stationären Zustand die Überschussschlammabzugsrate der (Netto)Wachstumsrate entspricht. Daraus folgt der bekannte Zusammenhang zwischen aerobem Schlammalter und Wachstumsrate der Nitrifikanten:

$$t_{TS} = \frac{V_{BB} \cdot X_A}{Q_{\ddot{U}S} \cdot X_A} = \frac{1}{\mu_{A_N}} \quad \text{Glg. 23}$$

Das erforderliche Schlammalter unter stationären Bedingungen ist also entsprechend dieser Modellvorstellung nur vom kinetischen Parameter (Netto)wachstumsrate μ_{A_N} der Nitrifikanten abhängig. Die Größe der Belebungsbecken ist damit noch nicht direkt festgelegt. Sie wird durch den Überschussschlammabfall - in Abhängigkeit von Schlammalter, Abwasserzusammensetzung (z.B. TSo/BSB₅) und Temperatur - sowie Feststoffgehalt der Belebung bestimmt.

Erweiterung des Wachstumsmodells der Nitrifikation

An dieser Stelle ist es sinnvoll eine Erweiterung des bisherigen (Wachstums)Modells der Nitrifikation vorzunehmen, wie sie z.B. im „ACTIVATED SLUDGE MODEL No.1“ (HENZE *et al.*, 1986) oder im Ansatz der Hochschulgruppe HSG (BÖHNKE *et al.*, 1989) angewandt wird. Man geht

4.2.3 Berücksichtigung der Sicherheit gegen Ausschwemmen bei der Bestimmung des erforderlichen aeroben Schlammalters.

Eine Notwendigkeit für „Sicherheitsfaktoren“ liegt, neben generellem Unwissen über die tatsächlichen Vorgänge, im grundsätzlichen Unvermögen stationärer Bemessungsansätze instationäre/dynamische Verhältnisse, wie sie in der Abwasserreinigung vorherrschen, beschreiben zu können. Vielfach werden daher Sicherheitsfaktoren oder Schwankungs- bzw. Stoßfaktoren eingeführt, um solche instationäre Zustände berücksichtigen zu können.

Grundsätzlich kann man zwischen theoretisch begründeten und empirisch „erfahrenen“ Sicherheitsüberlegungen für das notwendige Schlammalter unterscheiden.

So zeigt z.B. GUJER (1991) zwei theoretische Ansätze zur Bestimmung von Sicherheitsfaktoren, einerseits die „längerfristige“ Sicherheit gegen Auswaschen (SF_{ausw}) der Nitrifikanten bzw. die Sicherheit gegenüber „kurzfristigen“ Stoßbelastungen (SF_{st}).

Mit dem Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen SF_{ausw} wird das Verhältnis von maximalem Nettowachstum zur Ausdünnung durch Überschußschlammabzug D_x beschrieben.

$$SF_{\text{ausw}} = \frac{(\mu_A - b_A)}{D_x} \geq 1 \quad \text{Glg. 26}$$

So lange das potentielle „Netto“wachstum $(\mu_A - b_A)$ größer als die Überschußschlammabzugsrate D_x ist, können sich die Nitrifikanten in der Kläranlage halten. Übersteigt hingegen die Überschußschlammabzugsrate D_x das maximale „Netto“wachstum, so werden die Nitrifikanten mit einer Rate von $[(\mu_A - b_A) - D_x]$ aus der Kläranlage ausgewaschen.

Die maximal zulässige Überschußschlammabzugsrate läßt sich damit aus der Glg. 26 wie folgt ableiten.

$$D_x \leq \frac{(\mu_A - b_A)}{SF_{\text{ausw}}} \quad \text{Glg. 27}$$

Mit $t_{\text{TS}} = 1/D_x$ wird die bekannte und oftmals angewandte Formulierung für das erforderliche aerobe Schlammalter erhalten. Der Sicherheitsfaktor geht also linear in die Bestimmung des Schlammalters ein.

$$tTS \geq SF_{\text{ausw}} \frac{1}{(\mu A - bA)} \quad \text{Glg. 28}$$

In der Literatur angeführte Sicherheitsfaktoren für das aerobe Schlammalter werden überwiegend entsprechend der Sicherheit gegen Auswaschen verwendet, wobei vielfach auch andere Sicherheitsüberlegungen in diesen Sicherheitsfaktor einfließen. Oft werden damit auch Sicherheitsüberlegungen hinsichtlich Belastungsschwankungen damit verbunden, was, wie noch gezeigt wird, zumindestens theoretisch nicht so begründet werden kann. International wird daher bei der Bemessung von kommunalen Kläranlagen zur Stickstoffentfernung überwiegend davon ausgegangen, daß das aerobe Schlammalter tTS_{aer} um ein gewisses Maß („Sicherheitsfaktor“) größer sein muß, als der Kehrwert der maximalen „Netto“wachstumsrate μA_N der Nitrifikanten (BARNARD, 1991; BOON und ANDERSON, 1991; ECKENFELDER, 1991; GUJER, 1976; La Cour JANSEN, 1991; KAYSER, 1983; ATV, 1991).

Veranschaulicht kann die Sicherheit gegen Auswaschen, was letztendlich gleichbedeutend mit einer „sicheren“ Nitrifikation ist, anhand des gezeigten Zusammenhanges der Nitrifikation und des Schlammalters nach WUHRMANN (1964) werden. Diese Ergebnisse wurden bei Abwassertemperaturen von 14 - 17 °C gewonnen. Wenn man in diesen Zusammenhang das erforderliche aerobe Schlammalter entsprechend einer maximalen „Netto“wachstumsrate von $0,47 \text{ d}^{-1}$ bei 15 °C ($tTS = 2,13 \text{ d}$) einträgt, so zeigt sich, daß bei diesem Mindestschlammalter gerade die weitgehende Nitrifikation erfolgt. Der Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen kann als Abstand zu diesem Mindestschlammalter interpretiert werden.

Wie groß dieses Sicherheitsmaß nun anzusetzen ist, ist unterschiedlich. Bei weitgehend gleich großen Werten für die Wachstumsrate, empfiehlt GUJER (1976) Sicherheitsfaktoren von 2,0 für große und 3,0 für kleine Kläranlagen. Das Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) berücksichtigt für kleine Kläranlagen (< 20.000 EW) einen SF von 2,9 und für Anlagen > 100.000 EW einen SF von 2,3 für das aerobe Schlammalter. Für den Anwender ist dabei nicht immer ersichtlich, welche Sicherheitsüberlegungen hinter den einzelnen Faktoren stecken.

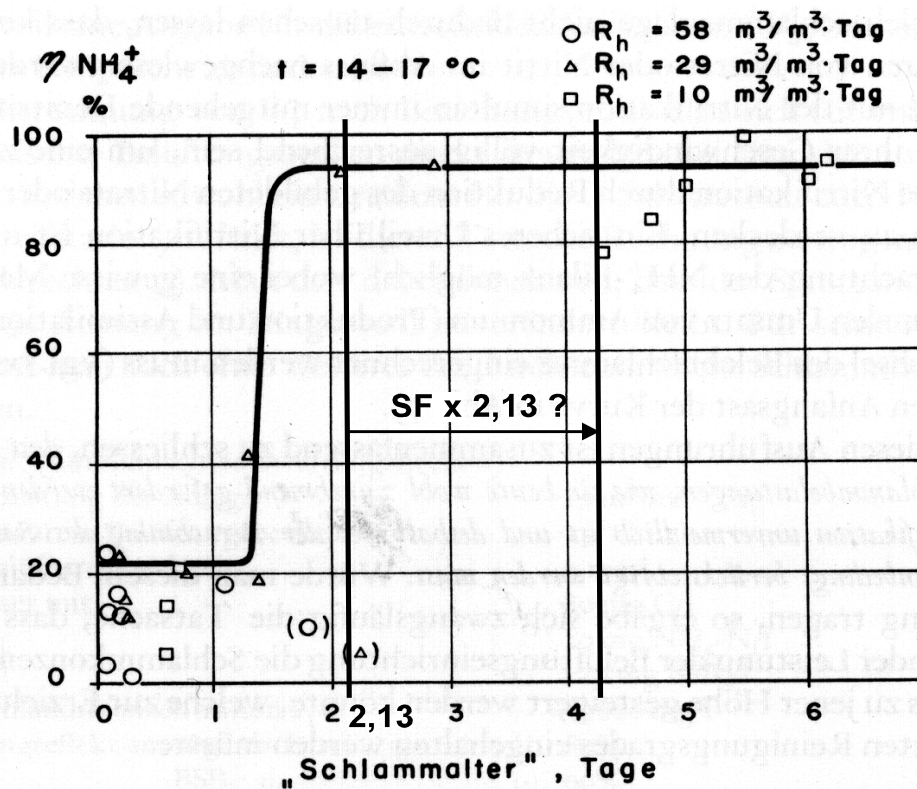


Abbildung 12: Zusammenhang zwischen Schlammalter und Ausmaß der Nitrifikation (aus Wuhrmann, 1964), ergänzt um den Kehrwert der „Netto“-wachstumsrate von 0,47 d⁻¹ (2,13) bei 15 °C (z.B. ATV, 1991; Böhnke, 1989)

5 Erweiterungen stationärer Bemessungsmodelle

5.1 Sicherheitsfaktor gegen stoßweise Belastung - Schwankungsfaktor

Eine Möglichkeit die Reserven (Sicherheiten) einer Belebungsanlage gegenüber schwankenden Stickstoffbelastungen abzuschätzen, gibt GUJER (1991) mit seiner Herleitung des Sicherheitsfaktors gegen Stoßbelastungen SF_{St} . Unter Vernachlässigung der Speicherung durch Konzentrationsaufhöhung im Belebungsbecken und des Zuwachses an Nitrifikanten während der Belastungsspitze, leitet sich der Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastung (2 - 4 Stunden) wie folgt ab:

$$SF_{St} = \frac{\mu A}{(Dx + bA)} \geq 1 \quad \text{Glg. 29}$$

Dieser Sicherheitsfaktor beschreibt das Verhältnis des maximal möglichen Wachstums zur Summe der, die Nitrifikanten reduzierenden Prozesse (Zerfall

und Überschußschlammabzug), und gibt damit das Verhältnis der schadlos behandelbaren Spitzenfracht (pro Zeiteinheit z.B. kg/4h) zur mittleren Tageszulauf fracht (pro Zeiteinheit, kg/4h) wider.

Der Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen kann nicht beliebig groß werden. In einer Anlage mit einer Überschußschlammabzugsrate $D_x = 0$, kann der Sicherheitsfaktor maximal den oberen Grenzwert von $\mu A/bA$ annehmen. Geht man von einer gleichen Temperaturabhängigkeit von Wachstumsrate und Zerfallsrate aus (z.B. ABELING *et al.*, 1991), so zeigt sich ein wesentlicher Zusammenhang: Der maximale Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen ist von der herrschenden Abwassertemperatur unabhängig. Wesentlich für den Betrieb einer Kläranlage ist, daß mit zunehmender Temperatur und gleichbleibendem Schlammalter, die Sicherheit gegen Stoßbelastungen nicht in dem Ausmaß wie die maximale Wachstumsrate zunimmt.

Das erforderliche aerobe Schlammalter unter Berücksichtigung des Sicherheitsfaktors gegen Stoßbelastungen SF_{St} , errechnet sich aus der Gleichung 29 über :

$$SF_{St}(D_x + bA) \leq \mu A \quad \text{Glg. 30}$$

und

$$D_x \leq \frac{\mu A}{SF_{St}} - bA \quad \text{Glg. 31}$$

zu:

$$t_{TS} \geq \frac{1}{\frac{\mu A}{SF_{St}} - bA} \quad \text{Glg. 32}$$

Der wesentliche Unterschied zum Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen liegt darin, daß der Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen nicht linear sondern überproportional in das erforderliche aerobe Schlammalter eingeht, und bei $\mu A/SF_{St} = bA$ eine Unstetigkeitsstelle im Unendlichen aufweist. Wie bereits erwähnt, und wie vielen Lesern aus praktischer Erfahrung bewußt ist, kann die Sicherheit gegen Stoßbelastungen nicht beliebig groß werden. Günstig wirkt sich in der Realität dabei, die dämpfende Wirkung der Konzentrationsaufhöhung in den Becken aus, die in diesem Ansatz nicht berücksichtigt ist. Bei länger

andauernden Belastungsanstiegen wirkt auch der zusätzliche Zuwachs an Nitrifikanten dämpfend.

Die beiden bisher angeführten Sicherheitskonzepte gehen von zwei verschiedenen Anforderungen aus. Sie sind daher - obwohl sie bei kleinem b und großem D_x (geringes Schlammalter) ähnlicher Größenordnung sind - nicht direkt vergleichbar. Unterschiedlich ist daher, wie schon gezeigt wurde, die Auswirkung der verschiedenen Sicherheitskonzepte auf das erforderliche aerobe Schlammalter. Beispielhaft kann das anhand eines Vergleiches des erforderlichen aeroben Schlammalters nach A 131 und HSG gezeigt werden.

Der Hochschulansatz (BÖHNKE et al., 1989) baut auf der dauernden Einhaltung einer gewissen Ablaufkonzentration auf, und kombiniert dabei die Sicherheit gegen Auswaschen mit Sicherheiten gegenüber schwankender Stickstoffbelastung, die den Überlegungen von GUJER (1991) entsprechen. Im folgenden ist dies unter Vernachlässigung des Monodterms angeschrieben.

$$t_{TS} \geq f' \frac{1}{\frac{\mu_A}{SF_{St}} - b_A} \quad \text{Glg. 33}$$

Falls keine gesonderten Messungen vorliegen, soll der Sicherheitsfaktor f' mit 1,25 und der Schwankungsfaktor in Abhängigkeit der Ausbaugröße zwischen 1,7 (> 20.000 EW) und 2,0 (< 20.000 EW) gewählt werden. Liegen Messungen vor, so entspricht der Schwankungsfaktor, dem Verhältnis des maximalen Stundenmittels einer 4-Stunden-Spitzenbelastung (NOWAK und SVARDAL, 1996) zum mittleren Stundenmittel über ein aerobes Schlammalter des zu nitrifizierenden Stickstoffs.

Die Autoren des ATV A 131 verwenden hingegen empirisch gewonnene Sicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Ausbaugröße (bei jeweils 10°C , $t_{TS} = 10$ d entspr. SF von 2,9 bei < 20.000 EW und $t_{TS} = 8$ d entspr. SF von 2,3 bei > 100.000 EW), um die Größe des aeroben Schlammalters zu bestimmen. Begründet liegen diese Sicherheitsfaktoren in Belastungsschwankungen und betrieblichen Unwägbarkeiten (SCHLEYPEN, 1995). Wobei im Arbeitsblatt A 131 dezidiert auf maximal verkraftbare Belastungsspitzen in der Größe der 2-2,5 fachen mittleren Tagesbelastung (jeweils als Stundenmittelwerte gerechnet) hingewiesen wird. Darüber hinausgehende Belastungen sind durch Ausgleichsmaßnahmen abzudecken. Eine genauere Berücksichtigung von Belastungsschwankungen ist nicht möglich.

Eine Gegenüberstellung des erforderlichen aeroben Schlammalters nach Berechnung der HSG mit der nach dem Arbeitsblatt A 131 der ATV zeigt die nachfolgende Abbildung ($\mu A = 0,52 \text{ d}^{-1}$ und $bA = 0,05 \text{ d}^{-1}$). Deutlich wird dabei, daß der Ansatz nach A 131, Schwankungen nur bis zu einem gewissen Ausmaß berücksichtigt. Der zugrunde gelegte Schwankungsbereich von 2 ($> 100.000 \text{ EW}$) und 2,5 ($< 20.000 \text{ EW}$) wird dabei in etwa abgedeckt ($SF_{\text{ausw}} = 1$). Es sind dann aber keine anderen Sicherheiten in der Bestimmung des erforderlichen aeroben Schlammalters enthalten. Das Sicherheitskonzept der HSG erlaubt dahingegen eine Anpassung an schwankende Belastungsverhältnisse.

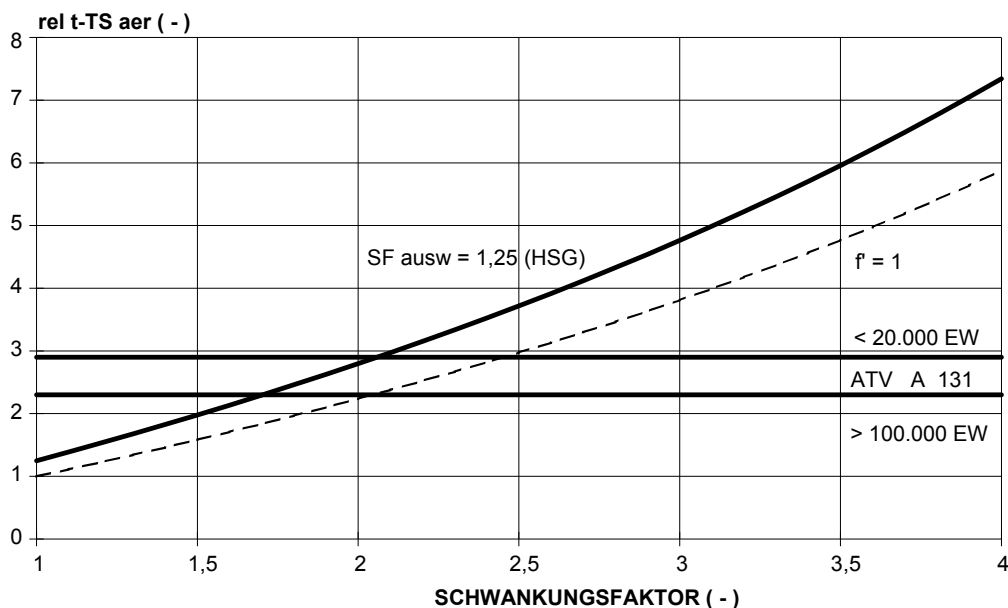


Abbildung 13: Einfluß schwankender Stickstoffbelastung auf die erforderliche Größe des aeroben Schlammalters (in Anlehnung zu HSG (Böhnke, 1989) und Vergleich mit ATV A 131 (ATV, 1991)).

Die zentrale Aussage dieser Betrachtungen ist, daß die Schwankungen der Stickstoffbelastung, das erforderliche aerobe Schlammalters maßgeblich bestimmen. Gesichert geringe Ammoniumablaufwerte können nur durch die Minimierung der Schwankungen der Stickstoffbelastung eingehalten werden (NOWAK und SVARDAL, 1990). Für Indirekteinleiter, die starke Schwankungen an Stickstoff im Abwasser bewirken, oder interne Kreisläufe der Kläranlage, sind daher unbedingt mengen- bzw. frachtausgleichende Maßnahmen vorzusehen. Deutlich wird damit auch, wie eingeschränkt schwankende „instationäre“ Belastungszustände in einem stationären Bemessungsmodell berücksichtigt werden können.

5.1.1 Berücksichtigung erhöhter Tagesfrachten

Neben den üblichen Schwankungen über den Tag, gibt es auch Fälle, bei denen einzelne erhöhte Tagesfrachten auftreten können. So zeigten z.B. durchgeführte Untersuchungen in Linz (SCHWEIGHOFER, 1997), daß die Schwankungen der Stickstoffbelastung über den Tag vergleichsweise gering sind. Die Ursache dafür liegt im dominanten Grundband durch die Stickstoffbelastung aus der Industrie. Aber eben dieser Industrieeinfluß verursacht stark schwankende Belastungen über einzelne Tage hinweg, ein Belastungszustand, der mit den zuvor angeführten Sicherheitskonzepten für Auswaschen und kurzfristige Belastungsschwankungen nicht beschrieben wird. Für diesen Zweck wurde aus dem vorigen Zusammenhang ein erweiterter Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen bzw. Überlastung ($SF_{\ddot{u}}$) für eine, über einen Tag ansteigende Belastung abgeleitet (SCHWEIGHOFER, 1997).

Dieser Sicherheitsfaktor $SF_{\ddot{u}}$ wurde unter der Voraussetzung einer weitgehend konstanten Vorbelastung hergeleitet. Es werden dabei erhöhte Ablaufkonzentrationen von bis zu 5 mg/l zugelassen, damit mit einem maximalen Wachstum der Nitrifikanten gerechnet werden kann. Er stellt damit das Verhältnis der maximal über einen Tag nitrifizierbaren zur mittleren, über einen davor liegenden Zeitraum nitrifizierten Stickstofftagesfracht dar, und gibt ein Maß für eine beherrschbare tägliche Schwankungsbreite der Stickstoffbelastung an. Es wird damit primär die Leistungsfähigkeit der vorhandenen Nitrifikanten gegenüber einem Belastungsanstieg über einen Tag beschrieben.

Der Sicherheitsfaktor gegen Überlastung leitet sich in Anlehnung zum Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastung von (GUJER, 1991) ab:

$$SF_{\ddot{u}} = \frac{NO_{3;\max}}{MW - NO_3} = \frac{\mu A * e^{\left(\mu A * \frac{V_N}{V_{BB}} - bA - Dx\right) * t}}{(bA + Dx)} \quad \text{Glg. 34}$$

Der Unterschied zum Stoßfaktor SF_{St} (Schwankungsfaktor) liegt darin, daß der (maximale) Zuwachs der Nitrifikanten nicht mehr vernachlässigt wird. Speichervorgänge im Belebungsbecken durch Konzentrationsaufhöhung sind bei längeren Belastungsspitzen von untergeordneter Größe, und wurden dabei nicht berücksichtigt.

Für die korrekte Anwendung des hergeleiteten Sicherheitsfaktors, ist der Einfluß der nitrifizierten Vorbelastung auf die vorhandene Nitrifikantenkonzentration

geeignet abzuschätzen. Wichtig ist dabei, die Dauer der zu berücksichtigenden Vorbelastung richtig zu beurteilen. Generell wird der zu berücksichtigende Zeitraum mit steigender Temperatur immer kürzer, da der Zerfall (b_A) in Relation zum Überschußschlammabzug (D_X) immer mehr an Bedeutung gewinnt. Bei niedrigen Abwassertemperaturen ($< 12^\circ\text{C}$), auf die kommunale Abwasserreinigungsanlagen meist zu bemessen sind, kann dieser Zeitraum etwa einem aeroben Schlammalter ($1/(D_X \cdot (V_{BB}/V_N))$) gleichgesetzt werden. Sind Anlagen auf deutlich höhere Temperaturen zu bemessen, so sind kürzere Zeiträume zu wählen. Zeiträume die ca. dem Kehrwert aus der Summe von Zerfall (b_A) und aerober Überschußschlammabzugsrate ($D_X \cdot V_{BB}/V_N$) entsprechen
[$1/(b_A + D_X \cdot (V_{BB}/V_N))$].

5.2 Berücksichtigung stetig steigender Belastung

Wird die Abwasserzusammensetzung z.B. durch einen Stickstoffindirekteinleiter dominiert, so kann nach längeren Produktionsstillständen nicht sofort wieder die volle Stickstofffracht eingeleitet werden. Der Grund liegt darin, daß die in der betroffenen Kläranlage vorhandenen Nitrifikanten und damit die verfügbare maximale Nitrifikationskapazität, direkt von der zuvor nitrifizierten Stickstofffracht abhängt. Sinkt also die nitrifizierte bzw. nitrifizierbare Stickstofffracht - auch durch erhöhte Einleitung von Kohlenstoffverbindungen möglich - so verringert sich im Gegenzug die Masse an Nitrifikanten im Belebungsbecken. Soll nun eine Steigerung der zu nitrifizierenden Stickstofffracht erfolgen, so muß sie sich an der vorhandenen Nitrifikationskapazität und am möglichen Zuwachs an Nitrifikanten orientieren.

Um eine Vorstellung zu geben, in welchem Ausmaß eine Steigerung einer zusätzlichen Stickstoffquelle (Indirekteinleiter, Rückläufe aus der Schlammbehandlung) möglich ist, wurde die nachfolgende Betrachtung durchgeführt.

Befindet sich eine nitrifizierende Anlage in einem "stationären" Zustand, so entspricht der Zuwachs an Nitrifikanten dem Verlust durch Zerfall und Überschußschlammabzug:

$$N_{\text{ox}} \cdot Y_A = (b_A + D_X) \cdot V_{BB} \cdot X_A \quad \text{Glg. 35}$$

(NOWAK, 1996)

Daraus kann die aktuelle Konzentration an Nitrifikanten

$$XA_o = \frac{N_{ox} * Y_A}{(bA + Dx) * V_{BB}} \quad \text{Glg. 36}$$

ermittelt werden.

Wenn man für den Fall einer ansteigenden Stickstoffeinleitung erhöhte Ammoniumablaufwerte von z.B. 5 mg/l zulässt, so kann annähernd mit der maximalen Wachstumsrate μA der Nitrifikanten gerechnet werden. Ausgehend von einer bekannten Nitrifikantenkonzentration, kann die Steigerung der nitrifizierbaren Stickstofffracht nach folgendem Zusammenhang ermittelt werden.

Bei unlimitiertem Wachstum (ammoniumgesättigt) stellt sich die Massenbilanz für die Nitrifikanten im Belebungsbecken wie folgt dar:

$$V_{BB} \frac{dXA}{dt} = (\mu A * V_N - bA * V_{BB} - Dx * V_{BB}) * XA \quad \text{Glg. 37}$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung führt zu dem Ergebnis

$$XA, t = XA_o * e^{(\mu A * \frac{V_N}{V_{BB}} - bA - Dx) * t} \quad \text{Glg. 38}$$

Unter Berücksichtigung von

$$N_{ox, max, t} = V_N * \mu A * \frac{XA_t}{Y_A} \quad \text{Glg. 39}$$

kann die Steigerung der maximal nitrifizierbaren Stickstofffracht errechnet werden.

$$N_{ox, max, t} = V_N * \mu A * \frac{XA_o}{Y_A} * e^{(\mu A * \frac{V_N}{V_{BB}} - bA - Dx) * t} \quad \text{Glg. 40}$$

Für eine Kläranlage mit einem Gesamtschlammalter von 16 Tagen und einem fixen Denitrifikationsanteil von 33 %, beziehungsweise konstantem aeroben Schlammalter, lassen sich die in der nachfolgenden Abbildung dargestellten Steigerungen der Stickstoffbelastung errechnen.

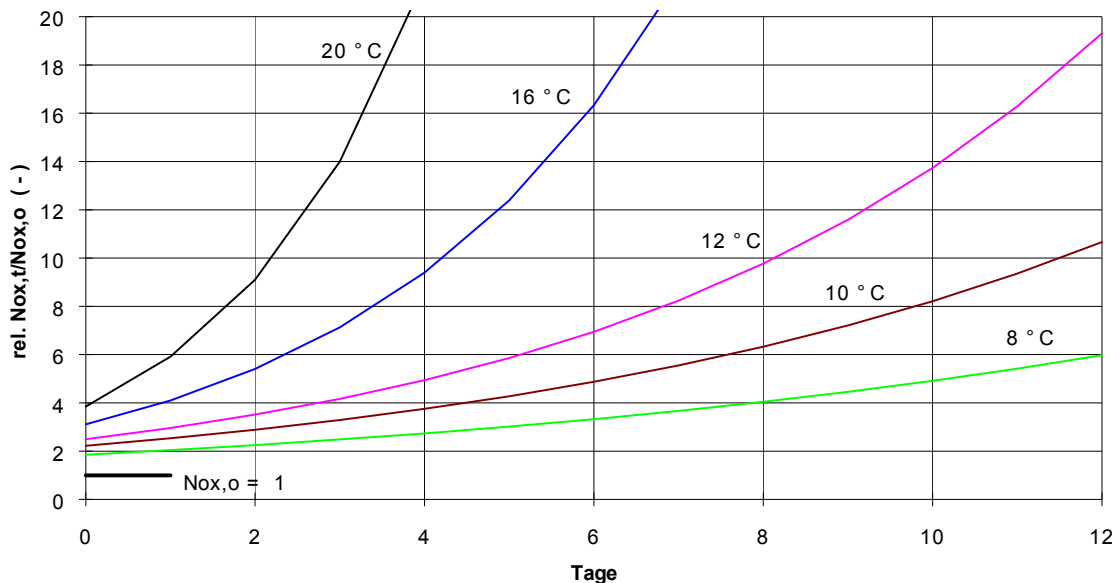


Abbildung 14: Theoretische Zunahme der Nitrifikationsleistung einer Belebungsanlage ($t_{TSges} = 16$ d, $Dx=0,063$, $VD/VBB = 0,3$), ausgehend von einer über ein aerobes Schlammalter nitrifizierten konstanten Stickstofffracht Nox,o . ($\mu_{A15^\circ C} = 0,52$ d⁻¹, $b_{A15^\circ C} = 0,05$ d⁻¹, $fT=1,1(T-15)$)

Nachdem vorausgesetzt wurde, daß im Falle einer verstärkten Stickstoffeinleitung erhöhte Ammoniumwerte (ca. 5 mg/l) zugelassen werden, ergibt alleine die Aktivitätssteigerung der Nitrifikanten durch die Konzentrationsaufhöhung von Ammonium in einem voll durchmischten Belebungsbecken ($t = 0$), aufgrund der Monod-Kinetik eine sofortige ca. 2 - 3 fache Steigerung der maximalen Nitrifikationsleistung. Diese maximale Nitrifikationsleistung kann dann entsprechend des zuvor angeführten Zusammenhangs gesteigert werden.

Deutlich wird die starke Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation. So ist, um einen Ablaufwert von 5 mg/l NH_4-N nicht zu überschreiten, bei niedrigen Temperaturen (8 °C) nur eine Steigerung des zu nitrifizierenden Stickstoffes von ungefähr 9 %/Tag realisierbar.

Es ist zu beachten, daß die Zunahme der Nitrifikationsleistung stark von der angesetzten maximalen Wachstumsrate μ_A abhängt. Können z.B. aufgrund erhöhter Ablaufanforderungen nur begrenzt höhere Ablaufwerte (z.B. 2 mg/l) zugelassen werden, oder ist keine gleichmäßige Steigerung der Belastung möglich, so ist mit einer geringeren maximalen Wachstumsrate zu rechnen.

5.2.1 Ist „Netto“wachstum gleich „Netto“wachstum ?

Wenn man die Gleichung für das erforderliche aerobe Schlammalter analysiert,

$$t_{TS} = \frac{X_A * V_{BB}}{Q_{\text{ÜS}} * X_{A_{\text{ÜS}}}} = \frac{1}{\mu_A - b_A}$$

wird es sofort deutlich, daß die Abhängigkeit nur vom „Netto“wachstum und nicht von den absoluten Größen von μ_A und b_A abhängt. Eine Bemessung auf Sicherheit gegen Auswaschen würde für die nachfolgend dargestellten Kombinationen von μ_A und b_A die gleichen Resultate erbringen.

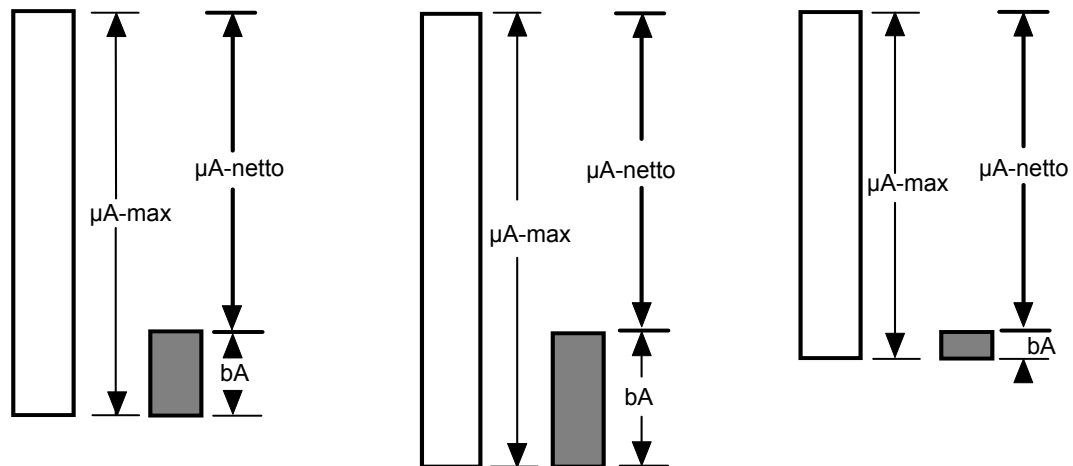


Abbildung 15: Denkbare Kombinationen von maximaler Wachstumsrate und Zerfallsrate, bei gleichbleibender „Netto“wachstumsrate für die Nitrifikanten

Anders verhält es sich mit dem erforderlichem Schlammalter bei Bemessung auf Stoßbelastungen (Schwankungen).

$$t_{TS} \geq \frac{1}{\frac{\mu_A}{SF_{St}} - b_A}$$

Hier wird deutlich, daß - gleichbleibendes $\mu_{A_{\text{netto}}}$ vorausgesetzt - mit steigendem b_A (μ_A) das erforderliche Schlammalter zunimmt, und im Gegenzug, bei sinkendem b_A (μ_A) das erforderliche Schlammalter abnimmt.

Tabelle 2: Auswirkung unterschiedlicher Kombinationen von μA und bA , bei gleichem μA_{netto} und gleichem $SF_{\text{st}} (2,0)$, auf das erforderliche aerobe Schlammalter

μA (d^{-1})	0,49	0,52	0,57
bA (d^{-1})	0,02	0,05	0,1
t_{TS} (d^{-1})	4,4	4,8	5,4

Diese einfache Auswertung zeigt also, daß trotz gleicher Sicherheiten gegen Auswaschen, hinsichtlich des dynamischen Verhaltens eindeutig Unterschiede bestehen. Diese Betrachtungen sind von Bedeutung, da sich immer öfter zeigt, daß bestimmte kinetische Parameter deutlich von „üblichen“ abweichen können.

So wurden z.B. Mitte der 60-iger Jahre in England von DOWNING *et al.* (1964c) und TOMLINSON *et al.* (1966) grundlegende Untersuchungen zur Problematik der Nitrifikationshemmung durchgeführt. Von wenigen Hinweisen abgesehen, finden sich in Folge in der Fachliteratur kaum Veröffentlichungen zu diesem Thema. Erst mit fortschreitender Verbreitung nährstoffentfernender kommunaler Kläranlagen, und hier überwiegend in Europa, tritt das Problem der Nitrifikationshemmung wieder verstärkt auf. So wurde aufgrund durchgeführter Pilotversuche zur Erweiterung bestehender kommunaler Kläranlagen einerseits in Österreich (KROISS *et al.*, 1992) auf akute Nitrifikationshemmeinflüsse und andererseits in Dänemark auf unvollständige Nitrifikation (HANSEN und NIELSEN, 1992) aufgrund z.T. massiver Hemmungseinflüsse (GRÜTTNER *et al.*, 1994) hingewiesen. Aus Schweden (JÖNSSON *et al.*, 1996) und Dänemark (LAURSEN und JANSEN, 1995) wurde von nitrifikationshemmenden Einflüssen auf Großanlagen berichtet. Zur Bestimmung der aktuellen maximalen Wachstumsrate μA_{max} wurden von NOWAK und SVARDAL (1993), NOWAK *et al.* (1994), SINKJÆR *et al.* (1994) und SCHWEIGHOFER (1997) Methoden vorgestellt, die es erlauben aus Betriebsdaten, die vorhandene aktuelle maximale Wachstumsrate μA der Nitrifikanten zu ermitteln. All diese Methoden hängen jedoch stark von der gewählten/gemessenen Größenordnung der Zerfallsrate bA ab.

Vergleichende Simulationsrechnungen (SCHWEIGHOFER, 1997) zeigen, daß bei annähernd gleich großen „Netto“wachstumsraten, die Größe der Zerfallsrate das dynamische Verhalten maßgeblich beeinflusst. So wurden für die nachfolgenden Darstellungen zwei Modelle an Meßwerte angepaßt. Einerseits ein Modell „Hemmung“, in dem die maximale Wachstumsrate der Nitrifikanten durch einen Hemmterm reduziert wird, und die Zerfallsrate konstant gehalten

wird. Andererseits wird im Modell „Toxizität“, zusätzlich zur - jetzt allerdings reduzierten - Hemmung der maximalen Wachstumsrate, eine erhöhte Zerfallsrate eingeführt. Die „Netto“wachstumsrate ist für beide Modelle annähernd gleich groß. Beide Modelle werden anhand einer konkreten Situation kalibriert (Abb. 16). In dieser Situation kam es aufgrund unzureichender Belüftung und ansteigender Hemmung zu drastischen Anstiegen an Ammonium. In einem zweiten Simulationslauf wurde eine ammoniumabhängige Belüftung durchgerechnet (Abb. 17). Es zeigt sich dabei, daß für beide Modelle eine Reduktion der Ammoniumwerte gegeben ist, jedoch liegen die Ammoniumablaufwerte beim Modell Toxizität deutlich über denen des Modell Hemmung. Deutlich wird damit, daß die Wahl der Zerfallsrate das dynamische Verhalten beeinflusst. Der wesentliche Unterschied zwischen diesen beiden Modellen liegt darin, daß im Falle Toxizität resp. erhöhtem Zerfall, eine geringere Konzentration an Nitrifikanten vorliegt (Abb. 18), die aktiviert werden kann.

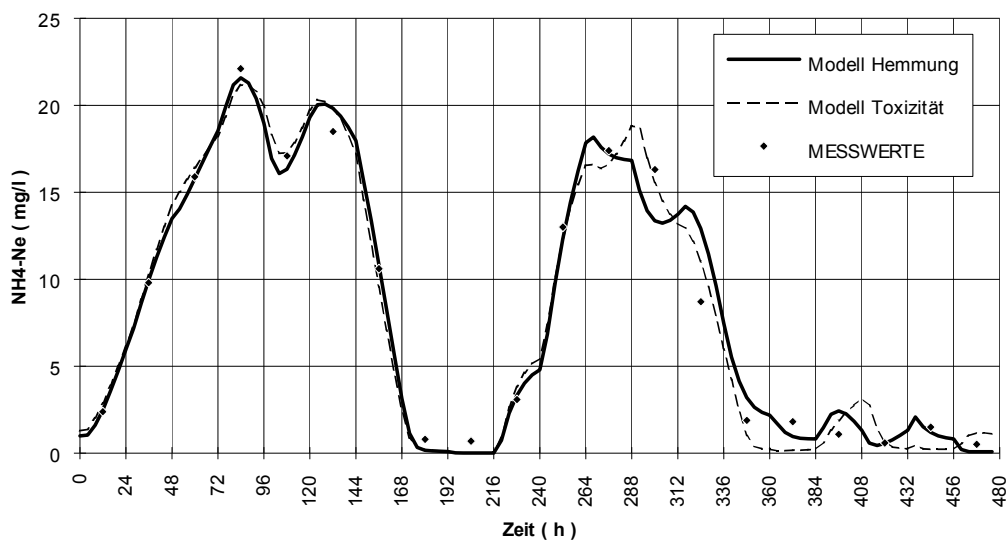


Abbildung 16: Gegenüberstellung der gemessenen zu den mit den Modellen "Hemmung" und "Toxizität" simulierten Ganglinien der Ammoniumablaufwerte.

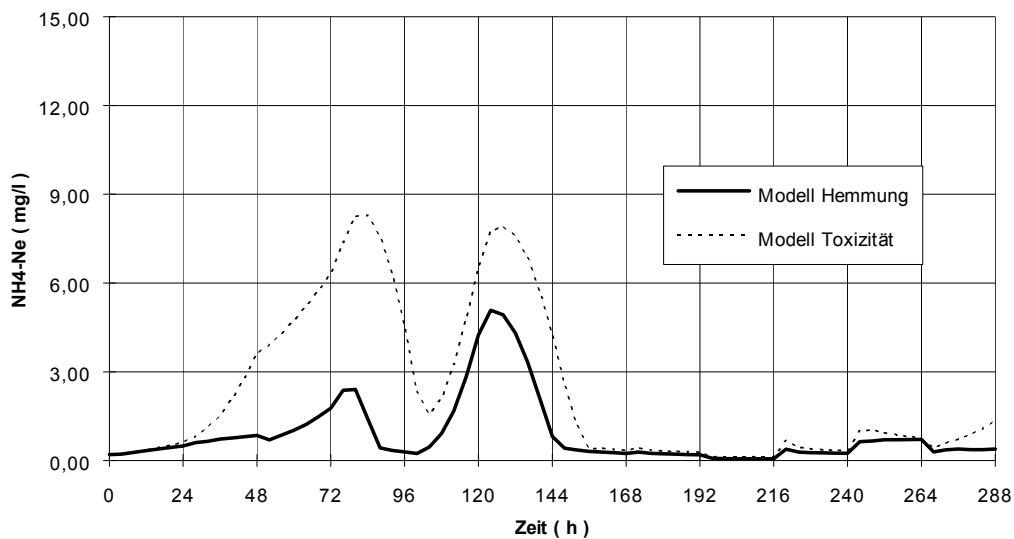


Abbildung 17: Ganglinien der Ammoniumablaufwerte für die unterschiedlichen Modelle "Hemmung" bzw. "Toxizität" bei ammoniumabhängiger Belüftung.

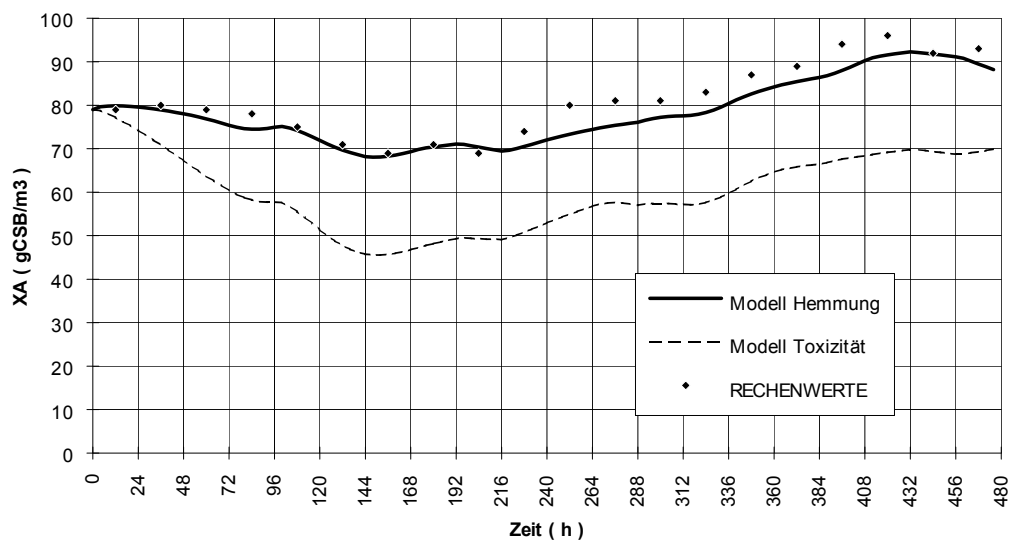


Abbildung 18: Gegenüberstellung der aus den Betriebsdaten errechneten zu den mit den Modellen "Hemmung" und "Toxizität" simulierten Ganglinien der Nitrifikantenkonzentration.

6 Zusammenfassung

Der Bemessungsvorgang (KROISS, 1996) einer Belebungsanlage zur Nährstoffelimination umfaßt mehr, als die hier vorgestellten Bemessungsmodelle. Die Anwendung der Bemessungsmodelle im gesamten Bemessungsvorgang nimmt dabei allerdings eine wichtige Stelle ein.

Wesentlich für das Verstehen und damit für das richtige Anwenden dieser Bemessungsmodelle ist, die Hintergründe und Vereinfachungen der Herleitung zu kennen. Bei Kenntnis der getroffenen Vereinfachungen werden meist auch schon die Grenzen dieser Bemessungsmodelle deutlich. Die generellen Grenzen stationärer Bemessungsmodelle liegen per se in der Unmöglichkeit begründet, instationäre Zustandsveränderungen beschreiben zu können.

Diese prinzipielle Schwäche der stationären Bemessung kann durch die Berücksichtigung empirisch gewonnener Erfahrungen und vereinfachender theoretisch begründeter Sicherheitsüberlegungen teilweise ausgeglichen, aber nicht grundsätzlich behoben werden. Je nach Wahl des Sicherheitsfaktors kann damit ein Rahmen für denkbare instationäre Zustände vorgegeben werden. Für viele Fälle genügt daher die Bemessung mit stationären Bemessungsmodellen, um den Rahmen zu schaffen, innerhalb dessen sich instationäre Zustandsänderungen beherrschen lassen. Notwendig ist dafür ein flexibles Anlagenkonzept und eine, in einem weiten Bereich regelbare Belüftung.

7 Verwendete Abkürzungen und Symbole

μ_A	1/d	Maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Mikroorganismen
μ_{A_N}	1/d	Maximale Nettowachstumsrate der nitrifizierenden Mikroorganismen
b _A	1/d	Zerfallsrate der nitrifizierenden Mikroorganismen
B _{R-BSB5}	kgBSB ₅ /m ³ /d	BSB ₅ -Raumbelastung
B _{TS-BSB5}	kgBSB ₅ /kgTS/d	BSB ₅ -Schlammbelastung
$\eta_{B_{R-BSB5}}$	kgBSB ₅ /m ³ /d	BSB ₅ -Raumabbauleistung
$\eta_{B_{TS-BSB5}}$	kgBSB ₅ /kgTS/d	BSB ₅ -Schlammabbauleistung
c	mg/l	Konzentration des Stoffes im volldurchmischten Reaktor und daher auch im Ablauf
c _{zu}	mg/l	Konzentration im Zulauf
D _x	1/d	Überschußschlammabzugsrate
f _T	-	Temperaturfaktor
f [*]	-	Sicherheitsfaktor nach HSG
k _{la}	1/h	Belüftungskoeffizient
NO _x	gNO ₃ -N/d	Fracht an produziertem Nitrat
Q _{ab}	m ³ /d	Ablaufmenge
Q _{ÜS}	m ³ /d	Überschußschlammmenge
Q _{zu}	m ³ /d	Zulaufmenge
r	g/m ³ *d	Umwandlungsrate
SF	-	Allgemein als Sicherheitsfaktor verwendet
SF _{ausw}	-	Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen
SF _{st}	-	Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastungen
SF _ü	-	Sicherheitsfaktor gegen Überlastung
S _O	gO ₂ /m ³	Sauerstoffkonzentration
S _{O_s}	gO ₂ /m ³	Sauerstoffsättigungskonzentration
t	h (d)	Zeit
TS _{BB}	g/l	Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
t _{TS}	d	Schlammalter
t _{TS_{aer}}	d	aerobes Schlammalter
V _{BB}	m ³	Belebungsbeckenvolumen
V _D	m ³	anoxisches Belebungsbeckenvolumen
V _N	m ³	aerobes Belebungsbeckenvolumen
X	-	Allgemein als Feststoffe
X _A	gCSB/m ³	Konzentration an nitrifizierender Biomasse

Y_A gXA/gNO_x-N Ertragskoeffizient der Nitrifikanten

8 Literatur

- ABELING U., HÄRTEL L., HARTWIG P., NOWAK O., OTTERPOHL R., SCHWENTNER G., SVARDAL K., WOLFSON C.: Bemessung von Kläranlagen zur Stickstoffelimination. KA, 38 (2), 1991.
- ATV: Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band II, 2. Auflage, 1975
- ATV: Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10.000 Einwohnergleichwerten. Arbeitsblatt A 131, Abwassertechnische Vereinigung e.V., St. Augustin, 1981.
- ATV: Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Arbeitsblatt A 131, Abwassertechnische Vereinigung e.V., St. Augustin, 1991.
- BÖHNKE B.: Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung. KA, 36 (9), 1989
- BOON A.G., ANDERSON L.J.: Nitrogen removal by the activated sludge process. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TU-Braunschweig, 50E, 27-64, 1991.
- DOWNING A.L., HOPWOOD A.P.: Some observations on the kinetics of nitrifying activated-sludge plants. Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie, 26 (2), 271-285, 1964a
- DOWNING A.L., PAINTER H.A., KNOWLES G.: Nitrification in the activated-sludge process. J.Inst.Sew.Purif., 130-151, 1964b
- DOWNING A.L., TOMLINSON T.G., TRUESDALE G.A.: Effects of inhibitors on nitrification in the activated sludge process. J.Inst.Sew.Purif., 537-550, 1964c
- ECKENFELDER W.W.: Design example for nitrogen removal. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TU-Braunschweig, 50E, 65-74, 1991.
- GRÜTTNER H., WINTHER-NIELSEN M., JÖRGENSEN L., BÖGEBJERG P., SINKJÆR O.: Inhibition of the nitrification process in municipal wastewater treatment plants by industrial discharges. Wat.Sci.Tech., 29 (9), 69-77, 1994
- GUJER W.: Verfahrenstechnische Grundlagen der Nitrifikation in Belebtschlammanlagen. GWA, 56 (11), 609-614, 1976
- GUJER, W.: Ein dynamisches Modell für die Simulation von komplexen Belebtschlammverfahren. Habilitationsschrift, ETH Zürich, EAWAG Dübendorf, 1985
- GUJER W.: Biologische Abwasserreinigung, Skriptum für Nachdiplomstudium Siedlungswasserbau und Gewässerschutz, EAWAG, 1991
- HANSEN J.L., NIELSEN P.S.: Northern Europe's largest wastewater treatment plant in Copenhagen upgraded to nutrient removal. Wat.Sci.Tech., 25 (4-5), 339-346, 1992
- HENZE M., GUJER W., MINO T., MATSUO T., WENTZEL M.C., MARAIS G.v.R., : Activated Sludge Model No. 2. IAWQ Sci. and Techn. Report No. 3, IAWQ, London, 1995.
- HENZE, M., GRADY, C.P.Jr., GUJER, W., MARAIS, G.v.R., MATSUO, T.: "Activated Sludge Model No.1". *IAWPRC Scientific and Technical Report No. 1* (1986)
- JANSEN J.I.C.: Danish design practice for nitrogen removal. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TU-Braunschweig, 50E, 75-89, 1991.
- JÖNSSON K., MAGNUSSON P., JÖNSSON L.E., HELLSTRÖM B.G., JANSEN J.C.: Identification and fighting inhibition of nitrification at Öresundsverket. Wat.Sci.Tech. 33 (12), 29-37, 1996

- KROISS H.: Einsparungspotentiale bei der Bemessung von Kläranlagen. ATV-Jahrestagung Leipzig, Okt. 1996.
- KROISS H., SCHWEIGHOFER P., FREY W., MATSCHÉ N.: Nitrification inhibition - a source identification method for combined municipal and/or industrial wastewater treatment plants. *Wat.Sci.Tech.*, 26 (5-6), 1135-1146, 1992.
- LAURSEN D., JANSEN J.la C.: Is 50 % of Danish wastewater treatment plants inhibited? *Stads -og havneingeniøren*, 2, 1995
- MONOD (1950), zit. in: DOWNING A.L., PAINTER H.A., KNOWLES G.: 1964a
- NOWAK O.: Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgeblichem Industrieabwassereinfluß. *Wiener Mitteilung*, Band 135, 1996
- NOWAK O., SCHWEIGHOFER P., SVARDAL K.: Nitrification inhibition - A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Wat.Sci.Tech.*, 30 (6), 9-19, 1994
- NOWAK O., SVARDAL K., Nitrifikation - Denitrifikation, *Wiener Mitteilungen*, Band 81, G1-G55, 1990
- NOWAK O., SVARDAL K., Persönliche Mitteilung, 1996
- NOWAK O., SVARDAL K.: Observations on the kinetics of nitrification under inhibiting conditions caused by industrial waste water compounds. *Wat.Sci.Tech.*, 28 (2), 115-123, 1993.
- SCHLEYPEN P.: Das Arbeitsblatt A 131 - Zielvorstellungen und Erfahrungen, *Wiener Mitteilungen*, Band 125, E 1 - E 23, 1995.
- SCHWEIGHOFER P.: Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung, *Wiener Mitteilung*, Band 138, 1997.
- SINKJÆR O., YNDGAARD L., HARREMOES P.: Characterisation of nitrification for design purposes. *Wat.Sci.Tech.*, 30 (4), 47-56, 1994
- SVARDAL K., NOWAK O.: Bemessungsansätze, *Wiener Mitteilungen*, Band 100, C-1 - C-26, 1992.
- TOMLINSON T.G., BOON A.G., TROTMAN C.N.A.: Inhibition of nitrification in the activated sludge process of sewage disposal. *J.appl.Bact.*, 29 (2), 266-291, 1966
- V.d.EMDE W.: Berechnung von Rücklaufschlammverhältnis, Überschußschlammabzug und Schlammalter, ÖWAV-Fortbildungskurs 1980.
- WUHRMANN K.: Ergebnisse von Grossversuchen an hochbelasteten Belebtschlammanlagen und Tropfkörpern. *Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie*, 25 (1), 1-93, 1953
- WUHRMANN K.: Grundlagen für die Dimensionierung der Belüftung bei Belebtschlammanlagen. *Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie*, 26 (2), 310-337, 1964

Dipl.-Ing. Dr.techn. P. Schweighofer

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
TU-Wien, Karlsplatz 13/226
A-1040 Wien

Tel. 0222/58801-3146 DW
E-mail: schweigh@iwag.tuwien.ac.at

Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation

Otto Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien

Kurzfassung: Das dynamische Verhalten von Belebtschlammssystemen kann adäquat nur mit Hilfe von Simulationsmodellen beschrieben werden, wobei heute weltweit überwiegend das Activated Sludge Model No.1 zum Einsatz kommt. Der allerwichtigste Aspekt der Anwendung der dynamischen Simulation ist es, zu einem vertieften Prozeßverständnis zu gelangen, woraus sich die weiteren Einsatzmöglichkeiten (Aus- und Fortbildung, sowie bei Planung und Betrieb) ableiten. Es werden Hinweise zur Anwendung des ASM1 gegeben und die Vorbedingungen für den Einsatz dieses Werkzeugs, wie Bilanzierung der bestehenden Anlagen und "Parameterabschätzung", dargestellt. Letztlich können bei einem so komplexen Prozeß wie der biologischen Abwasserreinigung, Simulationsmodelle nur eine grobe Annäherung an die Wirklichkeit darstellen.

Stichwörter: Dynamische Simulation, Activated Sludge Model No.1, Parameterabschätzung, Bilanzierung von Belebungsanlagen

1 Einleitung

Erfahrungsgemäß können

- *komplexere kinetische Zusammenhänge statisch* oder
- *einzelne Prozesse im dynamischen Verlauf*
 - *mit Hilfe von einfachen Rechenalgorithmen* oder auch
 - *nur verstandesmäßig*

erfaßt werden.

Mit diesen einfachen "Hilfsmitteln" ("Kopf" und /oder "Rechenstift") ist es jedoch nicht möglich, das Zusammenwirken einer Vielzahl von miteinander vernetzten Vorgängen im dynamischen Verlauf zu "durchblicken".

Es ist heute allgemein anerkannt, daß das dynamische Verhalten von Belebtschlammssystemen nur mit Hilfe von Simulationsmodellen adäquat beschrieben werden kann.

Mit der dynamischen Simulation besteht die Möglichkeit, zu einem besseren Verständnis der stattfindenden Prozesse zu finden, und zwar sowohl über die Auswirkungen einzelner Prozesse als auch über deren Zusammenwirken in Hinblick auf den Gesamtprozeß.

2 Ziele der Anwendung der dynamischen Simulation

Der erste, grundlegende und für mich allerwichtigste Aspekt der Anwendung der dynamischen Simulation ist es, ein **vertieftes Prozeßverständnis** zu erreichen, was sowohl für ein zweckmäßige Planung als auch für einen einwandfreien Betrieb von Belebungsanlagen vonnöten (oder zumindest von Vorteil) ist. Daraus können die weiteren Einsatzmöglichkeiten abgeleitet werden, wobei zunächst die **Aus- und Fortbildung** zu nennen sind, und zwar sowohl an den Hochschulen als auch in der "Praxis" (planende Ingenieure, Anlagenbetreiber und Amtssachverständige), sowie von uns Wissenschaftler selbst. So ist es möglich, durch den Einsatz der dynamischen Simulation Vorgänge und Zusammenhänge verstehen zu lernen, die a priori nur schwer zu begreifen sind, was sich auch bei der Interpretation von Betriebsergebnissen von Versuchsanlagen bzw. von Großanlagen als hilfreich erweist.

Aus der Anwendung zur Erlangung eines tieferen Prozeßverständnisses ergeben sich die weiteren Einsatzmöglichkeiten, nämlich bei der **Planung** und im **Betrieb**, wobei zwischen diesen beiden Bereichen keine strikte Trennung zu sehen ist. Wenn sich zum Beispiel aus der dynamischen Simulation ergibt, daß starke Belastungsschwankungen hinsichtlich des nicht-oxidierten Stickstoffs zu vermeiden sind, so ist einerseits im Betrieb eine möglichst gleichmäßige Stickstoffbelastung sicherzustellen, andererseits sind bei der Planung ausreichende Speicherkapazitäten vorzusehen.

Bei der Planung kommunaler Belebungsanlagen sollte sinnvollerweise vorerst eine stationäre Bemessung vorgenommen werden, vor allem für die Ermittlung der Belebungsbeckenkubatur. Dabei kommt in Österreich zumeist das Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) zur Anwendung, welches viel empirische Erfahrung enthält und

somit für den allgemeinen Anwendungsfall ausreichende, wenn auch keine übermäßigen Sicherheiten bietet.

Demgegenüber ist bei der dynamischen Simulation grundsätzlich von einem mittleren (= tatsächlichen) Belastungszustand auszugehen. Will man die dynamische Simulation für die Bemessung heranzuziehen, so können nur Vermutungen über den "maßgebenden Lastfall" angestellt werden, wie z.B.: *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* (Gujer, 1996). Nicht vergessen werden sollte allerdings, daß an jeder kommunalen Kläranlage mit einem zeitweiligen Auftreten einer gewissen, abwasserbedingten Nitrifikationshemmung zu rechnen ist, ein Umstand, der im Arbeitsblatt A 131 Berücksichtigung findet, wenn auch nicht explizit.

Auch wenn die "Dimensionierung" von Belebungsanlagen nicht alleine auf der Basis von Simulationsrechnungen erfolgen sollte, so kann sich doch in begründeten Fällen durch die dynamische Simulation eine von der stationären Bemessung abweichende Auslegung der Anlage ergeben, etwa bei stark veränderter Abwasserzusammensetzung durch einen maßgebenden Indirekteinleiter. Darüber hinaus bleibt eine Reihe von sinnvollen Einsatzmöglichkeiten für die dynamische Simulation im Rahmen des Planungsvorgangs, wobei die nachfolgende Aufstellung keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt:

- *Prozeßführung / optimale Betriebsweise* (z.B. mit vorhandenen Becken)
- *Belüftungsaggregate* (Auslegung und Anordnung)
- *Steuer- und Regelstrategien* für
 - *Belüftung* (z.B. Intervallzeiten bei intermittierender Belüftung),
 - *Rückläufe aus der Schlammbehandlung*,
 - etc.
- *Anordnung der für Steuerung und Regelung erforderlichen Meßsonden* (O₂ und gegebenenfalls NH₄-N bzw. NO₃-N)

Alle aufgeführten Fragestellungen, mit Ausnahme der "Auslegung und Anordnung der Belüftungsaggregate", treten natürlich nicht nur beim Planungsvorgang auf, sondern sollten auch im weiteren Betrieb der Anlage laufend behandelt werden.

Gerade für Fragen der Prozeßführung sowie der Steuer- und Regelstrategien ist in Hinblick auf einen gesicherten und ökonomischen Betrieb das Hilfsmittel "dynamische Simulation" besonders geeignet.

Die **On-line-Simulation**, die permanente Anbindung eines Simulationsprogramms oder Simulators an das Prozeßleitsystem der Kläranlage (ATV, 1996), erscheint aufgrund der vorliegenden Informationen und Veröffentlichungen als nicht ausgereift. Zwar finden sich in der Literatur allgemeine, mehr theoretische Arbeiten über die Anwendung von "adaptiven Reglern" auf Belebtschlammssysteme (wie z.B.: Vanrolleghem, 1994), konkrete Anwendungsbeispiele sind jedoch kaum vorhanden und oft unzureichend dokumentiert (wie z.B.: Nielsen und Ötnerth, 1995).

Zur Frage der Auslegung der Belüftungsaggregate wäre noch zu ergänzen, daß das Arbeitsblatt A 131 gerade hinsichtlich der Sauerstoffzufuhr, und hier wiederum bei der Kohlenstoffatmung OVC, große Sicherheiten enthält. Es darf daher nicht verwundern, wenn sich aus der dynamischen Simulation ein deutlich niedrigerer Sauerstoffverbrauch ergibt, als bei der Bemessung nach A 131.

In Abbildung 1 werden die Ergebnisse für den Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung im Verhältnis zum entfernten CSB ($OVC/\eta CSB$) für eine Belebungsanlage mit Vorklä rung bei $T_{BB} = 20^{\circ}C$ nach dem Arbeitsblatt A 131 und nach dem Activated Sludge Model No.1 (Henze *et al.*, 1987) miteinander verglichen. Aus den Angaben im Arbeitsblatt A 131 wurden einerseits die Werte für $OVC/\eta CSB$ eingetragen, die sich aus der Ermittlung der Sauerstoffzufuhr ergeben, und andererseits die mit dem Faktor 0,8 abgeminderten Werte, die der Bemessung der Denitrifikation zugrunde liegen. Die für die Simulation nach dem Activated Sludge Model No.1 verwendeten kinetischen und stöchiometrischen Parameter entsprechen den "Standardwerten", die im Simulationsprogramm ASIM 2.1 (Gujer, 1992) enthalten sind, womit die Ergebnisse gut mit eigenen Erfahrungen übereinstimmen (vgl. z.B. Keil und Nowak, 1992).

Aus Abbildung 1 wird ersichtlich, daß die Werte für OVC, die nach Arbeitsblatt A 131 der Ermittlung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr zugrunde liegen, unrealistisch hoch sind. Dies hat dazu geführt, daß bei Belebungsanlagen, die nach A 131 bemessen sind, die Kapazität des Belüftungssystems zwar im Regelfall ausreicht, um auch bei den größten Belastungsspitzen den Sauerstoffbedarf der Mikroorganismen gesichert abzudecken. Bei geringer Belastung kann jedoch bei solchen Anlagen die Sauerstoffzufuhr häufig nicht auf das nötige Maß gedrosselt

werden. Im Arbeitsblatt findet sich zwar der Hinweis, daß *aufgrund der unterschiedlichen Belastungen zwischen Teillast und Vollast und den Tages- und Nachtstunden der Sauerstoffverbrauch der Mikroorganismen mindestens im Verhältnis 5:1 schwankt* (ATV, 1991). In der Realität ergeben sich jedoch Werte von bis zu 10:1.

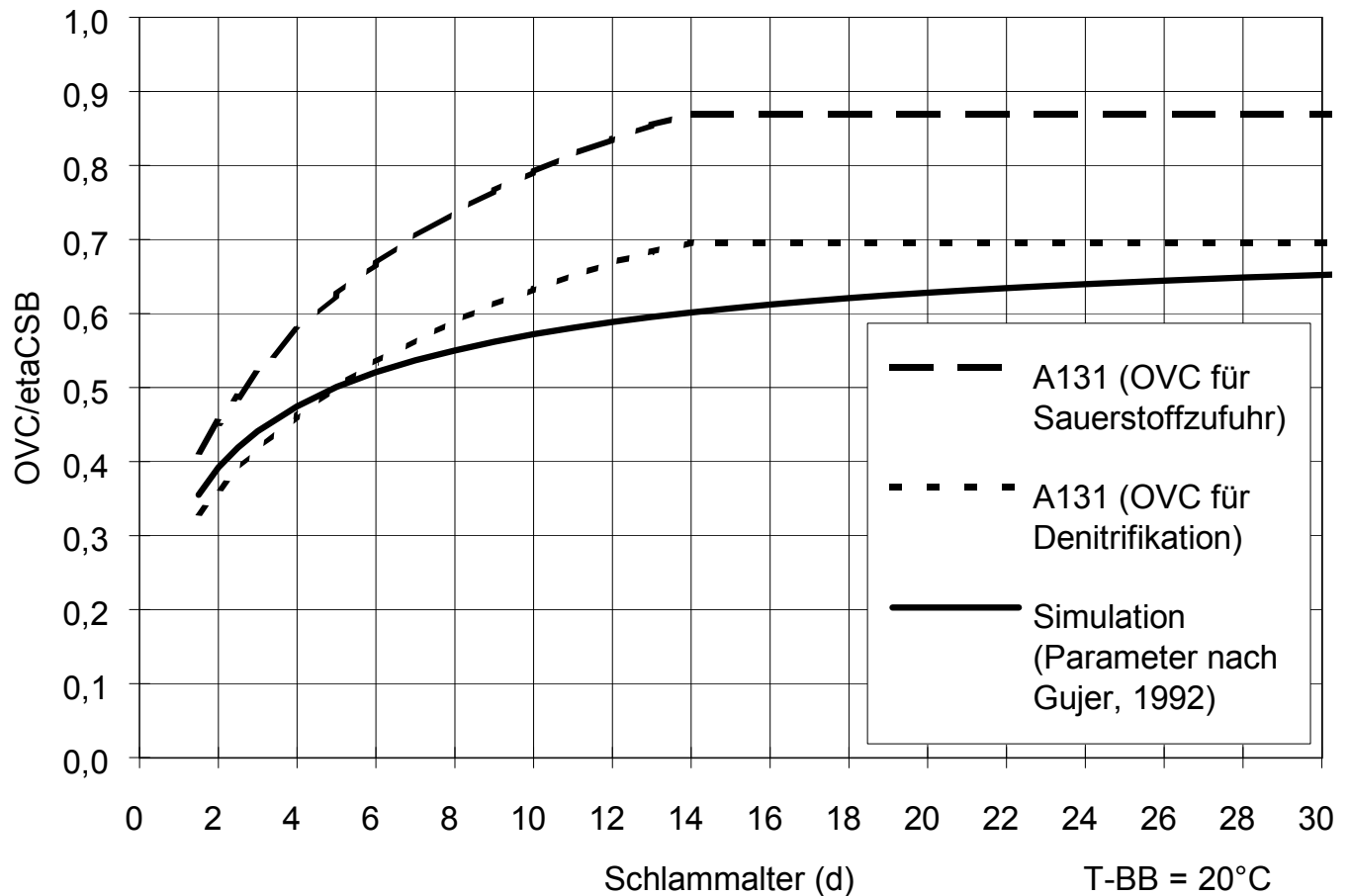


Abbildung 1: Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung im Verhältnis zum entfernten CSB (OVC/η_{CSB}) für eine Belebungsanlage mit Vorklärung - Vergleich zwischen ATV-Arbeitsblatt A 131 (1991) und Simulation nach 'Activated Sludge Model No.1' (Henze *et al.*, 1987); $CSB/BSB_5 = 2,0$; $\eta_{CSB} = 92 \%$

Wird die dynamische Simulation zur Auslegung der Sauerstoffzufuhr herangezogen, so darf nicht übersehen werden, daß hierbei, wie erwähnt, vom mittleren (= "tatsächlichen") Belastungszustand auszugehen ist, und somit das Ergebnis hinsichtlich des Sauerstoffverbrauchs dem bei der mittleren Belastung entspricht. Würde man nun die erforderliche Sauerstoffzufuhr mit den im Arbeits-

blatt A 131 angegebenen Werten für den Stoßfaktor für die Kohlenstoffbelastung (f_C) ermitteln, so ergäben sich daraus mit Sicherheit zu niedrige Werte.

Grundsätzlich sollte die dynamische Simulation nur dann zur Anwendung kommen, wenn ausreichende Informationen über die Abwasserzusammensetzung und über die zu erwartenden Schmutzfrachten (CSB und N) vorliegen. Bei der Auslegung der Belüftungskapazität mit Hilfe der dynamischen Simulation ist danach von der höchsten zu erwartenden Belastung auszugehen, da der Sauerstoffbedarf der Mikroorganismen zu jedem Zeitpunkt vollständig abzudecken ist.

3 Activated Sludge Model No.1

3.1 Allgemeines

Wenn heute in der Abwassertechnik von dynamischer Simulation oder Modellierung von Belebungsanlagen die Rede ist, so wird in den allermeisten Fällen auf das "Activated Sludge Model No.1" Bezug genommen.

Bereits in den 60er-Jahren entstanden insbesondere in den USA zahlreiche, unterschiedliche "dynamische Modelle" zur Beschreibung von Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation beim Belebtschlammprozeß (u.a. von Ramkrishna *et al.*, 1966; Andrews, 1968).

Im Jahre 1983 wurde von der ehemaligen IAWPRC (heute: IAWQ) eine "Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment" gebildet, mit der Aufgabe, *die Entwicklung von praktischen Modellen für die Planung und den Betrieb von biologischen Abwasserreinigungssystemen voranzutreiben und deren Anwendbarkeit zu erleichtern. Das Ziel dieser Gruppe war es, vorerst die damals existierenden Modelle durchzusehen und danach zu einem Konsens bezüglich des "einfachsten" Modells zu finden, mit dem es möglich ist, das Verhalten von einstufigen Belebtschlamm-systemen mit Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation "realistisch" vorherzusagen* (Henze *et al.*, 1987). Der erreichte "Konsens bezüglich des einfachsten Modells" basiert im wesentlichen auf Modellvorstellungen, die in den 70er-Jahren an der University of Cape Town in Südafrika erarbeitet wurden

(Marais und Ekama, 1976; Ekama und Marais, 1978; Dold *et al.*, 1980). Dieses Modell wurde bei einem Seminar im Jahre 1985 vorgestellt (Grady *et al.*, 1986) und im folgenden Jahr geringfügig modifiziert als "Activated Sludge Model No.1" herausgegeben (Henze *et al.*, 1987).

In den letzten 20 Jahren ist auf dem Gebiete der biologischen Abwasserreinigung kaum eine andere Arbeit publiziert worden, die in gleicher Weise auf weltweites Echo gestoßen ist. Das Activated Sludge Model No.1 (im weiteren: ASM1) ist ein Werkzeug, welches heute bei der Simulation von kommunalen Belebungsanlagen allgemein Anwendung findet. Zahllose spätere Publikationen nehmen Bezug auf das ASM1 und neuere Simulationsmodelle für spezielle Anwendungsfälle bauen häufig auf diesem Modell auf (z.B.: Kappeler, 1992; Novák *et al.*, 1995; Nowak *et al.*, 1995; Nowak, 1996 a; Prendl, 1997). Das ASM1 hat somit auch dazu geführt, daß heute international auf dem Gebiete der Simulation von Belebtschlammsystemen die "gleiche Sprache" gesprochen wird. Nicht zuletzt aus diesem Grunde war die damalige Arbeit dieser "IAWPRC-Task Group" wahrscheinlich die wichtigste der vergangenen Jahrzehnte.

Es sind insbesondere 2 Eigenschaften des ASM1 hervorzuheben, die dieses Simulationsmodell von anderen unterscheiden und vermutlich die Hauptgründe für seinen Erfolg darstellen.

- Es ist konsequent auf **bilanzierbaren Größen** aufgebaut, im wesentlichen auf CSB und auf Stickstoff. Die CSB-Bilanz hat gegenüber einer Bilanz über den Gesamt-Kohlenstoff (TC) den entscheidenden Vorteil, daß sich damit ein direkter Bezug zum Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung OVC ergibt, da bei allen aeroben Verfahren der abgebaute CSB (Chemischer Sauerstoff-Bedarf) definitionsgemäß OVC entspricht. Insgesamt geben die Bilanzen für CSB und Stickstoff den Rahmen vor, in dem die kinetischen Prozesse ablaufen.
- Für die Beschreibung des Modells wurde eine **Matrixform** gewählt, die es auch demjenigen, der im Umgang mit Modellen wenig geübt ist, ermöglicht, die Zusammenhänge im Modell rasch zu erfassen. Zudem ist es dadurch auch relativ einfach möglich, zusätzliche Prozesse einzufügen.

Eine "Matrix", wie im ASM1 verwendet, enthält alle bei dem zu beschreibenden Vorgang stattfindenden Prozesse und die daran beteiligten "Komponenten".

Diese "Komponenten" reichen im Falle des ASM1 von Einzelstoffen, wie O_2 , NH_4 und NO_3 , über Stoffgruppen, wie das "rasch abbaubare Substrat", bis hin zu den Belebtschlammfraktionen. Im ASM1 werden alle gelösten Komponenten mit S bezeichnet, und alle partikulären Komponenten mit X. Der Unterschied besteht darin, daß die X-Komponenten dem Belebtschlamm zugeordnet sind und die S-Komponenten der flüssigen Phase. X-Komponenten werden im Modell mit dem Überschussschlamm abgezogen, S-Komponenten gelangen in den Ablauf.

3.2 Erläuterungen zur "Matrixform" und zur verwendeten Prozeßkinetik anhand der "Teilmatrix Nitrifikation"

Zur Erläuterung des Darstellungsprinzips wurde aus der "Gesamtmatrix" des Modells die "Teilmatrix" herausgegriffen, die die Vorgänge bei der Nitrifikation beschreibt (Tab. 1).

Im Gegensatz zur Umwandlung der C-Verbindungen können die kinetischen Zusammenhänge beim Prozeß der Nitrifikation relativ genau beschrieben werden. Hier gibt es nur ein Substrat, Ammonium, bzw. zwei, wenn man Nitrit als Zwischenprodukt berücksichtigt, und vermutlich zumeist nur zwei Arten von am Oxidationsprozeß beteiligten Mikroorganismen: *Nitrosomonas* (Ammoniumoxidierer) und *Nitrobacter* (Nitritoxidierer). Da bei den in kommunalen Belebungsanlagen auftretenden Temperaturen die Nitritoxidation wesentlich rascher verläuft als die Ammoniumoxidation, wird Nitrit in diesen Fällen im allgemeinen nicht freigesetzt. Daher wird die Nitrifikation im ASM1 als einstufiger Oxidationsprozeß (von NH_4 zu NO_3) dargestellt.

Der Gesamtvorgang der Nitrifikation wird mit Hilfe von 2 Prozessen beschrieben (siehe Tab. 1):

- Wachstum der nitrifizierenden Biomasse und
- Zerfall der nitrifizierenden Biomasse.

Die kinetischen Ausdrücke bzw. Gleichungen für die Raten der einzelnen Prozesse ρ_j sind in der rechten Spalte der Matrix aufgezeichnet. Die Terme innerhalb der Matrix umfassen die "stöchiometrischen Koeffizienten" v_{ij} , die die Massenverhältnisse zwischen den einzelnen Komponenten und den Prozeß-

raten angeben. Alle organischen Komponenten werden im Modell als CSB angegeben. Auf diese Weise kann die "stöchiometrische Matrix" leicht auf ihre Konsistenz überprüft werden.

Tabelle 1: Stöchiometrie und Prozeßkinetik der Nitrifikation im "Activated Sludge Model No. 1"

Komponente i → ↓ Prozeß j	1 X _A	2 S _{NH₄}	3 S _{O₂}	4 S _{NO₃}	5 X _P	6 X _S	Prozeßrate ρ _j [g/m ³ /d]
X _A Wachstum 1	1	-i _{XB} · $\frac{1}{Y_A}$	- Fehler!	$\frac{1}{Y_A}$			$\hat{\mu}_A \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} X_A$
X _A Zerfall 2	-1				f _p	1-f _p	b _A · X _A
Umwandlungsrate r _i [g/m ³ /d]	$r_i = \sum r_{ij} = \sum v_{ij} \rho_j$						

v_{ij} "stöchiometrische Koeffizienten"

Gelöste Komponenten:

S_{NH₄}.....Ammonium [mg N/l]

S_{O₂}.....Sauerstoff [mg O₂/l]

S_{NO₃} .. Nitrat [mg N/l]

Partikuläre Komponenten:

(alle Parameter in mg CSB/l)

X_A..... Aktive nitrifizierende Biomasse

X_P..... Inert-partikuläre organische Stoffe aus dem Zerfall der Biomasse

X_S..... Langsam abbaubare org. Stoffe

Kinetische Parameter:

$\hat{\mu}_A$ Maximale Wachstumsrate [1/d]

b_A..... Zerfallsrate [1/d]

K Sättigungsbeiwert [mg/l]
(gilt nur für den jeweiligen Prozeß)

(Der Index gibt an, für welchen Stoff der Parameter gilt)

Stöchiometrische Parameter:

Y_A..... Zellertrag [g CSB/g N]

i_{XB} Stickstoffgehalt in der Biomasse [g N/g CSB]

f_p Anteil der Biomasse, der beim Zerfall zu inerten organischen Feststoffen führt [g CSB/g CSB]

Da die CSB-Bilanz Gültigkeit hat, muß die "Quersumme" der Koeffizienten für einen Prozeß null ergeben. Dabei ist allerdings zu beachten, daß der Koeffizient für den Sauerstoff S_{O₂} positiv in die Bilanz eingeht, da dieser als "negativer CSB" ausgedrückt wird. Führt man diese Quersummenbildung bei der darge-

stellten Matrix durch, so wird rasch ersichtlich, daß für den Prozeß " X_A Zerfall" die Bilanz "aufgeht": Beim Zerfall wird der eine Teil der Biomasse in abbaubare partikuläre Stoffe X_S und der andere Teil in "inerte" (= beim Belebtschlammprozeß nicht weiter abbaubare) organische Feststoffe X_P umgewandelt.

Für den Prozeß " X_A Wachstum" ist die Konsistenz der Matrix nicht sofort ersichtlich. Die Bilanz geht vermeintlich nicht auf, und zwar aus folgenden Gründen:

- Die Komponenten für die Stickstoffverbindungen werden in N ausgedrückt. Um hier eine "CSB"-Bilanz durchführen zu können, muß vorerst den "Stickstoff-Komponenten" entsprechend ihrer Oxidationsstufe ein CSB zugewiesen werden. Setzt man den "CSB" von Nitrat, das sich in der höchsten Oxidationsstufe befindet, gleich null, so beträgt das CSB-Äquivalent von Ammonium $4,57 \text{ g/g NH}_4\text{-N}$, entsprechend dem stöchiometrischen Sauerstoff-bedarf bei der Oxidation von Ammonium zu Nitrat von 2 mol O_2 je mol NH_4^+ . Zu beachten ist, daß bei der CSB-Analytik - im Gegensatz zum Ammonium - der CSB von Nitrit ($1,14 \text{ g/g NO}_2\text{-N} = 0,5 \text{ mol O}_2$ je mol NO_2^-) mitbestimmt wird. Für den Prozeß " X_A Wachstum" in Tabelle 1 müßte man nun bei einer "CSB"-Bilanz einerseits den stöchiometrischen Koeffizienten für Nitrat S_{NO_3} unberücksichtigt lassen und andererseits den Koeffizienten für Ammonium S_{NH_4} mit $4,57$ multiplizieren.
- Führt man diese Rechenoperation durch, so bleibt in der Bilanz der Term $[4,57 \cdot i_{\text{XB}}]$ übrig. Beim Biomasseaufbau wird Stickstoff eingelagert, was mit dem Parameter i_{XB} ("Stickstoffgehalt in der Biomasse") beim Koeffizienten für Ammonium berücksichtigt wird. Dieser ist danach implizit in X_A enthalten und wird bei einem späteren Prozeß wieder freigesetzt, außer dem Anteil, der in den inerten Feststoffen verbleibt.

Im ursprünglichen Modell wird der an die Biomasse gebundene Stickstoff beim Zerfall in partikulären organischen, was hier nicht dargestellt wurde, danach in gelösten organischen und schließlich in Ammonium umgewandelt. In der Praxis hat sich herausgestellt, daß die Raten dieser Prozesse (Hydrolyse des organischen Stickstoffs und Ammonifikation) von untergeordneter Bedeutung sind. Daher wurde in neueren Modellanwendungen auf der Basis des ASM1 die

Stickstofffreisetzung direkt als Ammonium beim Zerfall und/oder bei der Hydrolyse angesetzt (vgl. z.B.: Kappeler, 1992; Nowak, 1996 a).

Ein weiterer Vorteil der Darstellung als Matrix besteht darin, daß der Verbleib einzelner Komponenten rasch erfaßt werden kann, was dabei hilft, Massenbilanzen zu erstellen.

Die allgemeine Gleichung für eine Massenbilanz innerhalb einer bestimmten Systemgrenze lautet:

$$\text{Akkumulation (oder: Veränderung)} = \text{Input} - \text{Output} + \text{Reaktion} \quad (1)$$

(nach: Henze *et al.*, 1987)

wobei die Terme für den Input und den Output Transportterme sind und von der physikalischen Charakteristik des zu modellierenden Systems abhängen.

Der *Reaktionsterm* r_i für eine Komponente i ergibt sich, indem man die Produkte aus den Prozeßraten ρ_j und den stöchiometrischen Koeffizienten v_{ij} für eben diese Komponente addiert (siehe Tab. 1):

$$r_i = \sum_j v_{ij} \cdot \rho_j \quad (2)$$

Für die "aktive nitrifizierende Biomasse" X_A ergibt sich somit folgende Reaktionsrate für einen Punkt im System:

$$r_{X_A} = \hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot X_A - b_A \cdot X_A \quad (3)$$

für den Sauerstoffverbrauch zufolge Nitrifikation:

$$r_{S_{O_2}} = - \text{Fehler!} \cdot \text{Fehler!}_A \cdot \text{Fehler!} \cdot \text{Fehler!} \cdot X_A \quad (4)$$

und schließlich für die Rate der Nitratproduktion:

$$r_{S_{NO_3}} = \frac{1}{Y_A} \cdot \hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot X_A \quad (5)$$

Im Falle eines Belebtschlammssystems entspricht der *Output* in der allgemeinen Gleichung für Massenbilanzen (1) bei partikulären Stoffe dem Überschußschlammabzug (einschl. der Feststoffe im Ablauf).

Unter der Voraussetzung, daß der Gehalt an nitrifizierender Biomasse im Zulauf zu einer Belebungsanlage vernachlässigbar klein ist, kann somit Gleichung (1) für die nitrifizierende Biomasse, wie folgt, angeschrieben werden:

$$\frac{dX_A}{dt} = -D_X \cdot X_A + \hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot X_A - b_A \cdot X_A \quad (6)$$

D_X "Überschußschlammabzugsrate" (d^{-1})
 (= Überschußschlammabzug in kg/d bezogen auf die
 Masse an Belebtschlamm im System in kg;
 unter stationären Bedingungen: $D_X = 1/\text{Schlammalter}$)

Vorausgesetzt, daß der Sauerstoffgehalt für ein unlimitiertes Wachstum ausreichend hoch ist ($S_{O_2} \gg K_{O_2}$), kann die Gleichung für die Reaktionsrate der nitrifizierenden Bakterien X_A (3) in folgende umgewandelt werden:

$$r_{X_A} = (\hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} - b_A) \cdot X_A \quad (7)$$

Diese Gleichung entspricht dem Ansatz von Monod bzw. Herbert (1958). Monod (1949) hat aufgrund seiner Untersuchungen über den Einfluß der Konzentration eines gelösten Nährstoffes auf die Geschwindigkeit der Teilung von Mikroorganismen folgenden einfachen, empirisch-mathematischen Ansatz vorgeschlagen:

$$\mu_A = \hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \quad (8)$$

μ_A Wachstumsrate in Abhängigkeit von der Substratkonzentration (d^{-1})

Die Wachstumsrate gibt allgemein an, wieviel Biomasse pro Zeiteinheit produziert wird, bezogen auf die Biomasse, die im System vorhanden ist. Entscheidend ist, daß eine mathematische Beziehung zwischen Wachstumsrate

und maximaler Wachstumsrate hergestellt wird, bei der einerseits die Wachstumsrate gegen null geht, wenn die Substratkonzentration gegen null geht, und andererseits die aktuelle Wachstumsrate nicht die maximale übersteigt.

Es hat sich gezeigt, daß die "Monod-Beziehung" bezüglich der Nitrifikation für die Darstellung des Zusammenhanges zwischen der Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse und der Konzentration an Substrat (= Ammonium) gut geeignet ist. Der Parameter K_{NH_4} , der allgemein als "Sättigungsbeiwert" (engl.: "half-saturation coefficient") bezeichnet wird, gibt an, bei welcher NH_4 -N-Konzentration die "halb-maximale" Wachstumsrate, d.h. 50 % der maximalen Wachstumsrate, erreicht ist.

Lebende Mikroorganismen benötigen zur Aufrechterhaltung ihrer Art unabhängig vom Wachstum Energie. Im aeroben Milieu kann diese erforderliche Energie bei Fehlen von externem Substrat durch endogene Respiration gewonnen werden, indem zellinterne Reserven veratmet werden. Auch bei ausreichender Substratversorgung muß ein Teil der gewonnenen Energie zur Erhaltung (engl.: "maintenance") verwendet werden (Gujer, 1991). Somit vermindert sich das "beobachtete Wachstum" um ein bestimmtes Ausmaß, was von Herbert (1958) mit einem Term berücksichtigt wurde, der unabhängig von der Substratkonzentration ist:

$$\mu_{\text{A,obs}} = \hat{\mu}_{\text{A}} \cdot \frac{S_{\text{NH}_4}}{K_{\text{NH}_4} + S_{\text{NH}_4}} - b_{\text{A}} \quad (9)$$

$\mu_{\text{A,obs}}$ "beobachtete Wachstumsrate" (d⁻¹)

Der Parameter b_{A} wird allgemein als "Zerfallsrate", irreführenderweise auch als "Absterberate", bezeichnet. Der Begriff "Zerfall" umfaßt neben dem verminderten Wachstum zur Abdeckung des "Eigenenergiebedarfs" auch die Inaktivierung (das "Absterben") von Organismen mit anschließender Lyse sowie den "Fraß" (Prädation) durch andere Mikroorganismen, wie z.B. Protozoen (Einzeller). Der "Zerfall" ist folglich als Summenparameter zu sehen (Gujer, 1991).

Zur Beschreibung der Hemmkinetik, die bei den Prozessen der Nitrifikation im ASM1 nicht vorkommt, wird folgende Beziehung für den Zusammenhang zwischen der Rate eines gehemmten Prozesses ρ_{gehemmt} und der Konzentration einer Komponente, die diesen Prozeß hemmt, verwendet:

$$\rho_{\text{gehemmt}} = \rho_{\text{ungehemmt}} \cdot \frac{K_i}{K_i + S_i} \quad (10)$$

K_i "Hemmbeiwert" (mg/l)

S_i Konzentration der hemmenden Komponente (mg/l)

Somit entspricht dieser "Hemmterm" quasi einem umgekehrten Monod-Term und der "Hemmbeiwert" wiederum der Konzentration der hemmenden Komponente bei "halb-maximalem" Wachstum:

$$\frac{K_i}{K_i + S_i} = 1 - \frac{S_i}{K_i + S_i} \quad (11)$$

Es ist festzuhalten, daß für das ASM1 das Konzept von "Schaltfunktionen" gewählt wurde, um Prozesse je nach den herrschenden Umweltbedingungen "ein- oder auszuschalten". Ist das Vorhandensein einer Komponente für einen Prozeß förderlich (gleichzeitig erforderlich), wie NH_4 und O_2 für die Nitrifikation, so ist dieser Prozeß über einen Monod-Term mit dieser Komponente verknüpft. Ist das Vorhandensein einer Komponente für den Prozeß abträglich, so wird der dargestellte Hemmterm verwendet. Dieser Hemmterm wird z.B. hinsichtlich der Komponente Sauerstoff für den Prozeß des "anoxischen Wachstums der heterotrophen Biomasse", für die Denitrifikation also, benutzt. Entscheidend ist, daß die beiden Terme (Monod-Term und Hemmterm) in Summe 1 ergeben, weil somit sichergestellt ist, daß gleichlaufende Prozesse (z.B. Wachstumsprozesse der gleichen Biomasse), die bei unterschiedlichen Umweltbedingungen (z.B. aerob und anoxisch) ablaufen, in Summe nicht die maximal mögliche Prozeßrate (in diesem Fall: die maximale Wachstumsrate dieser Biomasse) überschreiten. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß die zugehörigen Beiwerte (Sättigungsbeiwert und Hemmbeiwert) gleich groß sind. Würde nun für das aerobe Wachstum der heterotrophen Biomasse hinsichtlich Sauerstoff ein andere Abhängigkeit als die Monod-Funktion verwendet werden, so müßte die Hemmfunktion für das anoxische Wachstum so gewählt werden, daß die Summe der beiden Terme wiederum 1 ergibt.

3.3 Kohlenstoffabbau einschließlich Denitrifikation

Bei der Stickstoffoxidation (zum Nitrat) ist der Ausgangsstoff in den überwiegenden Fällen Ammonium, während für die Kohlenstoffoxidation (zu CO_2)

unterschiedlichste Ausgangsstoffe im Abwasser vorliegen. Zudem ist der Anteil an Stoffen, die vorerst durch Hydrolyse aufgeschlossen werden oder die beim aeroben Belebtschlammprozeß gar nicht verfügbar werden, sondern ungelöst im Schlamm verbleiben, bei den Kohlenstoffverbindungen wesentlich größer als beim Stickstoff, der bereits im Zulauf überwiegend als Ammonium vorliegt. Jedenfalls können für den aeroben (und "anoxischen") Kohlenstoffabbau auch andere Schritte limitierend werden als der Oxidationsprozeß, nämlich Hydrolyse und "Zerfall" von schwer abbaubaren Verbindungen und von Biomasse. Beim aeroben Abbau der N-Verbindungen hingegen wird in den überwiegenden Fällen die Nitrifikation den limitierenden Schritt darstellen. Insgesamt kann, wie bereits eingangs erwähnt, der aerobe Abbau der C-Verbindungen modellhaft wesentlich weniger genau erfaßt werden, als der Nitrifikationsprozeß.

Hinsichtlich des Kohlenstoffabbaus kann es 3 unterschiedliche Zielsetzungen für Simulationsrechnungen geben, die eine möglichst genaue Erfassung der dabei stattfindenden Prozesse erforderlich machen, und zwar die Abschätzung bzw. "Ermittlung" von

- Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) und Überschußschlammanfall,
- $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwerte (Denitrifikation) sowie
- CSB-Ablaufwerte (Kohlenstoffabbau).

Bezüglich der Ermittlung von Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung OVC und Überschußschlammanfall sei auf Punkt 4.2 verwiesen.

Ein wesentliches Ziel des ASM1 besteht darin, neben der Nitrifikation auch die Denitrifikation in einstufigen Belebtschlammssystemen "realistisch vorherzusagen". Dabei ist zu beachten, daß sich der $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwert aus einer Differenz großer Zahlen ergibt, nämlich aus dem Stickstoff im Zulauf abzüglich dem, der mit dem Überschußschlamm sowie durch Denitrifikation aus dem Abwasser entfernt wird, und dem TKN im Ablauf. Demzufolge kann der Nitratgehalt im Ablauf unabhängig vom verwendeten Modell nur relativ ungenau bestimmt werden.

Bei Belebtschlammssystemen mit Nitrifikation und Stickstoffentfernung, für die das ASM1 ursprünglich konzipiert wurde, läßt sich der CSB-Ablaufwert nicht

mit hinlänglicher Genauigkeit vorhersagen, vor allem, weil bei solchen Anlagen der gelöste abbaubare CSB nur zu einem geringen Teil zum Gesamt-CSB im Ablauf beiträgt und die Feststoffe im Ablauf nicht erfaßt werden, da das ASM1 in seiner ursprünglichen Form keine Simulation der Nachklärung einschließt.

Bei hochbelasteten Anlagen (Schlammalter 1 bis 2 Tage) ist jedoch möglich, mit der dynamischen Simulation auf der Basis des ASM1 den CSB-Ablaufwert aus der membranfiltrierten Probe mit hinlänglicher Genauigkeit näherungsweise abzuschätzen, wie vor kurzem abgeschlossene diesbezügliche Versuche an der Kläranlage Dresden-Kaditz gezeigt haben (Kühn, 1997).

Aus Gründen der Bilanzierbarkeit (CSB-Bilanz) beruht das ASM1 hinsichtlich der organischen Inhaltsstoffe auf dem CSB; d.h. alle organischen Stoffe ("Komponenten") einschließlich der Belebtschlamm-Fraktionen und der im Belebtschlammprozeß nicht weiter abbaubaren Feststoffe sind in diesem Modell als CSB definiert. Folglich wird im Modell auch der Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken in g CSB/l ausgedrückt.

Grundsätzlich darf nicht übersehen werden, daß der CSB stets nur einen Summenparameter darstellt und demzufolge mit der im ASM1 verwendeten Kinetik ("Monod-" und Hemmkinetik", wie zuvor definiert) die Umsetzungsvorgänge ("Prozesse") nur näherungsweise beschrieben werden können. Hinsichtlich der organischen Inhaltsstoffe des Abwassers besteht ein fließender Übergang von Feststoffen, die im Rahmen des Belebtschlammprozesses nicht abbaubar sind, bis hin zu organischen Säuren und Alkoholen, dem sogenannten "leicht" oder "rasch abbaubaren Substrat". Bei der Erstellung des ASM1 bestand nun das Erfordernis, diese zahllosen, hinsichtlich der Abbaukinetik stark unterschiedlichen organischen Stoffe in Gruppen ("Komponenten") einzuteilen, um die grundsätzlichen Vorstellungen über den Abbauprozess mathematisch abbilden zu können.

So wurden im ASM1 folgende "Komponenten" ("CSB-Fraktionen") zur Erfassung der organischen Abwasser- und Belebtschlamm-inhaltsstoffe definiert (die Bezeichnungen wurden in Anlehnung an Gujer, 1985, gewählt):

- *Biologisch rasch abbaubare, gelöste organische Stoffe (Substrat) S_S* können direkt durch die Mikroorganismen umgesetzt werden.

- *Biologisch inerte, gelöste organische Stoffe S_I* sind bereits im ungereinigten Abwasser enthalten und werden durch die biochemischen Umwandlungen beim Belebtschlammprozeß produziert.
- *Biologisch langsam abbaubare organische Stoffe X_S* werden vorerst von den Mikroorganismen adsorbiert und danach durch Hydrolyse in S_S umgewandelt. Zu beachten ist, daß diese Stoffe als "X-Komponente" festgelegt sind. Dies bedeutet, daß von einer raschen Anlagerung dieser Stoffe an die Belebtschlammflocke ausgegangen wird.
- *Heterotrophe Biomasse einschl. biologisch sehr langsam abbaubarer partikulärer organischer Stoffe X_H* : Diese "Modellkomponente" umfaßt einerseits die heterotrophe (= Kohlenstoffverbindungen abbauende) Biomasse und andererseits partikuläre Stoffe, die ähnliche Zerfallseigenschaften aufweisen.
- *Biologisch inerte, partikuläre organische Stoffe X_I* sind im Zulauf enthaltene Feststoffe, die im Rahmen der für den Belebtschlammprozeß zur Verfügung stehenden Zeit nicht abgebaut werden.
- *Inert-partikuläre organische Stoffe aus dem Zerfall der Biomasse X_P* sind beim Belebtschlammprozeß nicht weiter abbaubare Feststoffe, die aus dem Zerfall der Biomasse herrühren.

Die beiden Komponenten X_I und X_P könnten zu einer zusammengeführt werden, da beide keinen weiteren Umwandlungsprozessen unterworfen sind. Die Unterscheidung wurde getroffen, um aus den Simulationsergebnissen die Herkunft der im Belebtschlamm enthaltenen Fraktionen abschätzen zu können.

Alle genannten Komponenten, mit Ausnahme von X_P , treten außer im Belebtschlamm auch im (ungereinigten) Abwasser auf.

Die folgende Abbildung 2 stellt einen Versuch dar, die beim Kohlenstoffabbau (einschl. Denitrifikation) ablaufenden Prozesse grafisch zu erläutern. Insgesamt kann der Kohlenstoffabbau, wie er im ASM1 dargestellt ist, als Zyklus zwischen den Komponenten X_H , X_S und S_S aufgefaßt werden. Im einzelnen tragen folgende Prozesse zum Kohlenstoffabbau bei (vgl. auch Tab. 2 und 3).

- *Aerobes Wachstum der heterotrophen Biomasse ($S_S \rightarrow X_H$)*: Bei diesem Prozeß werden rasch abbaubare Stoffe (S_S) in heterotrophe Biomasse (X_H) umgewandelt, wobei Sauerstoff (S_{O_2}) verbraucht wird. Dabei entsteht CO_2 ,

welches keinen CSB aufweist und folglich im Modell nicht mehr weiter berücksichtigt wird. Der Parameter "Zellertrag" (Y_H) gibt an, welcher Anteil von S_S zu X_H wird. Der "Rest" ($1-Y_H$) "wird" zufolge der CSB-Bilanz zu Sauerstoffverbrauch; d.h. die Komponente S_{O_2} wird als "negativer CSB" im Verhältnis zum abgebauten Substrat (S_S) um den Faktor $[1-Y_H]$ abgemindert.

- *Anoxisches Wachstum der heterotrophen Biomasse ($S_S \rightarrow X_H$):* Dieser Prozeß verläuft im wesentlichen analog zum aeroben Wachstum. Der Unterschied liegt darin, daß hier anstatt Sauerstoff (S_{O_2}) Nitrat (S_{NO_3}) zur Oxidation herangezogen und somit verbraucht wird. Dabei wird die Komponente S_{NO_3} zufolge der CSB-Bilanz und aus stöchiometrischen Gründen um den Faktor $[(1-Y_H)/2,86]$ bezogen auf das abgebaute Substrat (S_S) abgemindert. Neben CO_2 wird bei diesem Prozeß auch gasförmiger Stickstoff (N_2) freigesetzt, der in das ASM1 nicht als Modellkomponente aufgenommen wurde, da dieser Stoff meßtechnisch schwer erfaßbar ist. Das bedeutet gleichzeitig, daß die Stickstoffbilanz bei der Denitrifikation im Modell nicht aufgeht. Die anoxische Wachstumsrate wurde gegenüber der aeroben mit den Faktor η_g abgemindert.
- *Zerfall der heterotrophen Biomasse ($X_H \rightarrow X_S$):* Der Zerfall wurde im ASM1 unabhängig von den Milieubedingungen (aerob oder anoxisch) als Funktion 1. Ordnung in Abhängigkeit von der Konzentration an "heterotropher Biomasse" einschließlich der sehr langsam abbaubaren Stoffe im Zulauf (X_H) angesetzt. Dabei wird ein kleiner Anteil von X_H , nämlich f_p , in inert-partikuläre Zerfallsprodukte (X_p) umgewandelt, der wesentlich größere Anteil ($1-f_p$) wird zu "langsam abbaubaren organischen Stoffen" (X_S).
- *Aerobe Hydrolyse der langsam abbaubaren organischen Stoffe ($X_S \rightarrow S_S$):* Der Prozeß der Umwandlung ("Hydrolyse") von X_S zu S_S wurde im ASM1 mittels "Adsorptionskinetik" in Abhängigkeit von Verhältnis der Konzentrationen von X_S zu X_H beschrieben. Es hat sich gezeigt, daß die Hydrolyse auch als Funktion 1. Ordnung in Relation zu X_S dargestellt werden kann (Sollfrank, 1988).
- *Anoxische Hydrolyse der langsam abbaubaren organischen Stoffe ($X_S \rightarrow S_S$):* Wie das Wachstum der heterotrophen Biomasse X_H wird auch die Hydrolyse von X_S unter anoxischen Bedingungen gegenüber der im aeroben Milieu mit einem Faktor (η_h) vermindert.

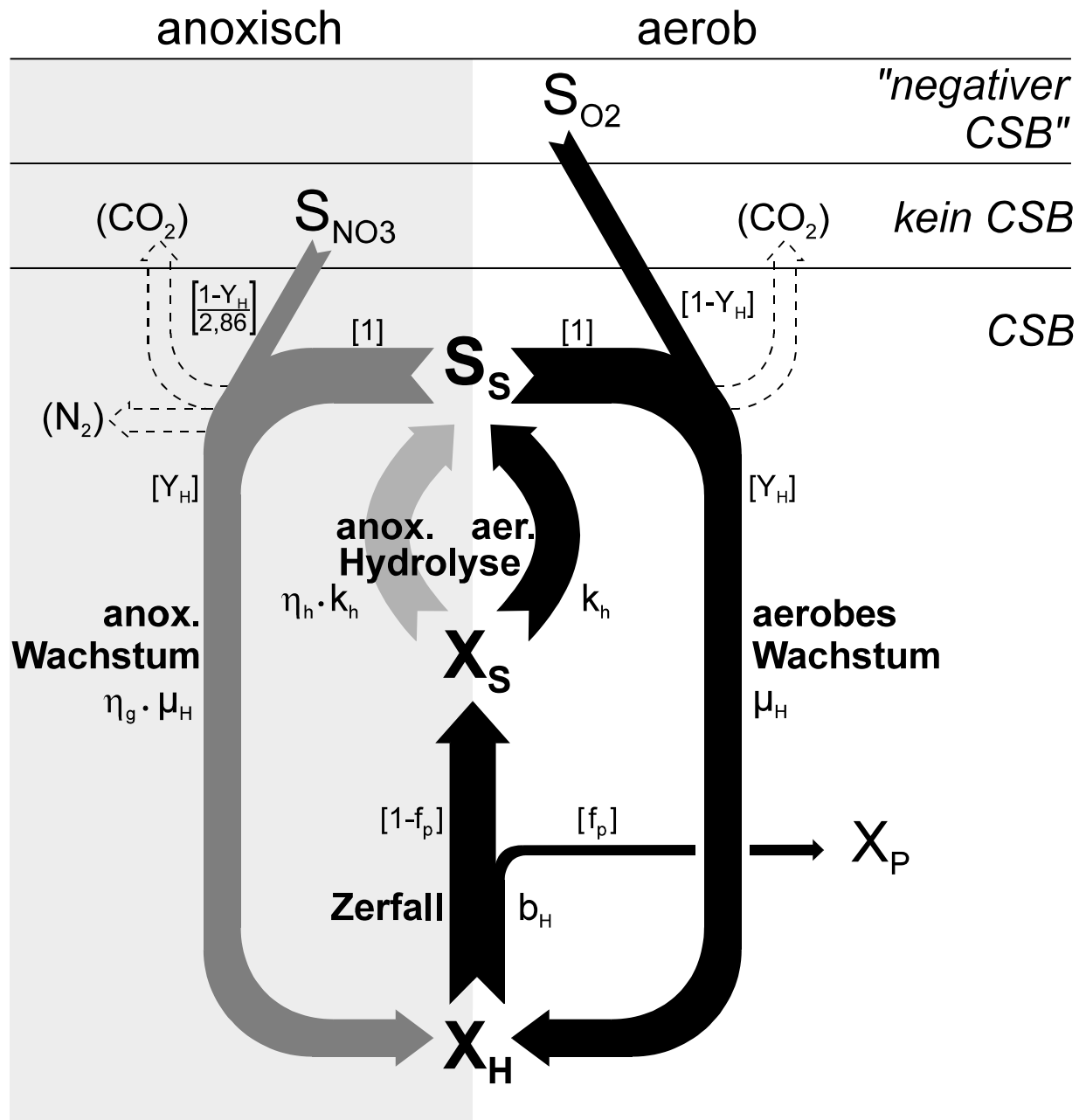


Abbildung 2: Schema des Kohlenstoffabbaus im "Activated Sludge Model No.1" (Stöchiometrische Koeffizienten sind in eckiger Klammer angeführt; die Bezeichnungen für die (unlimitierten) Prozeßraten stehen neben dem jeweiligen Prozeß.)

3.4 Alkalität und pH-Wert

Neben den genannten Modellkomponenten (Sauerstoff, CSB-Fraktionen und N-Verbindungen) wurde auch die Alkalität in das "Activated Sludge Model No. 1" als Modellkomponente aufgenommen, wobei die "Konzentration" in mmol/l aus der Alkalität ("Säurekapazität") im Zulauf und aus den Veränderungen durch die biologischen Umsetzungsvorgänge ermittelt wird.

Die beim Belebungsverfahren stattfindenden biologischen Prozesse, insbesondere die Nitrifikation, werden allerdings nicht durch die Alkalität, sondern durch den pH beeinflusst. In den Erläuterungen zum "Activated Sludge Model No. 1" (Henze *et al.*, 1987) wird dazu ausgeführt, daß *die Einbeziehung der Alkalität in das Modell es dem Anwender ermöglicht, potentielle Probleme hinsichtlich des pH zu erkennen*. Grundsätzlich liegt dem "Activated Sludge Model No. 1" die Voraussetzung zugrunde, daß *der pH konstant und nahe dem neutralen Wert ist*. Als Begründung wird angegeben, daß, *obwohl bekannt ist, daß der pH viele kinetische Parameter beeinflusst, für eine mathematische Beschreibung dieser Beeinflussungen jedoch nur wenige Ausdrücke zur Verfügung stehen*.

Während die Alkalität im Belebungsbecken relativ leicht errechnet werden kann, wird der pH-Wert durch ein Reihe von Faktoren (Beckengeometrie, Luftmenge etc.) beeinflusst. Es konnte gezeigt werden, daß insbesondere bei hoher Sauerstoffausnutzung (großer Beckentiefe) auch bei vermeintlich ausreichender Alkalität (> 2 mmol/l) mit einem deutlichen pH-Abfall (bis unter pH 6,5) gerechnet werden muß (Nowak, 1996 a). Jedenfalls ist es nicht zutreffend, daß, wie im Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) ausgeführt wird, sich *bei einer verbleibenden Säurekapazität im Belebungsbecken von 1,5 mmol/l pH-Werte von minimal 6,6 bis 6,9 ergeben*. Letztlich ist festzuhalten, daß aus der Alkalität im Belebungsbecken ohne nähere Informationen zu Beckengeometrie und Sauerstoffausnutzung nur sehr bedingt auf den pH-Wert geschlossen werden kann.

3.5 Die "Gesamtmatrix"

In den beiden folgenden Tabellen 2 und 3 ist die "Gesamtmatrix" eines etwas vereinfachten Modells auf der Basis des ASM1 dargestellt.

Gegenüber dem ursprünglichen Modell wurden folgende Komponenten weggelassen:

- "Alkalität" S_{ALK} ,
- gelöster sowie partikulärer, abbaubarer organischer Stickstoff S_{ND} bzw. X_{ND}
- und die biologisch inerten, gelösten organischen Stoffe S_I .

Die Alkalität wurde in das hier dargestellte, vereinfachte Modell nicht aufgenommen, da wie zuvor ausgeführt, aus der Alkalität nicht unmittelbar auf den pH-Wert geschlossen werden kann, welcher letztlich für die Umsatzraten der biologischen Prozesse ausschlaggebend ist. Unabhängig davon sollte für den konkreten Anwendungsfall der Zusammenhang zwischen pH-Wert und Alkalität über Sauerstoffausnutzung und Beckentiefe ermittelt werden (siehe dazu: Nowak, 1996 a). Falls sich aus dieser Nachrechnung pH-Werte von rund 6,5 und darunter ergeben, so wäre der für die Nitrifikationsleistung im Modell maßgebende kinetische Parameter, die maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse $\hat{\mu}_A$, entsprechend abzumindern.

Hinsichtlich des in den Feststoffen gebundenen organischen Stickstoffs ist das ASM1 etwas inkonsequent, da zwar der an X_S gebundene organische Stickstoff explizit als Modellkomponente angeführt ist, jedoch nicht der in der Biomasse (X_H und X_A) bzw. der in den inert-partikulären organischen Stoffen (X_I und X_P). Daher muß auch bei einer Anwendung des ASM1 in seiner ursprünglichen Form berücksichtigt werden, daß alle partikulären CSB-Fractionen Stickstoff beinhalten, auch die, bei denen dieser nicht gesondert angeführt ist. Dies ist sowohl bei den im Modell angesetzten Zulaufkonzentrationen als auch bei der Ermittlung des Stickstoffs im Überschussschlamm zu berücksichtigen. In der hier angeführten Variation des ASM1 (Tab. 2 und 3) wurde nun das zuvor erwähnte Konzept gewählt, nach dem der in den partikulären Fraktionen enthaltene Stickstoff beim Zerfall und bei der Hydrolyse direkt als Ammonium freigesetzt wird.

Die biologisch inerten, gelösten organischen Stoffe S_I erfahren im ASM1 keinerlei Transformation. Üblicherweise werden sie mit einem fixen Prozentsatz des Zulauf-CSB angenommen. Bei dem hier dargestellten Modell wäre der inerte, gelöste CSB gesondert zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, daß im ASM1 wie in diesem vereinfachten Modell kein inerte, gelöster organischer Stickstoff enthalten ist, welcher ebenfalls einzuberechnen wäre.

Tabelle 2: Stöchiometrie im "Activated Sludge Model No. 1"

Prozeß	SO ₂	S _S	SNH ₄	SNO ₃	X _H	X _A	X _I	X _P	X _S
	gelöste Stoffe				partikuläre Stoffe				
Wachstum und Zerfall der heterotrophen Biomasse X_H									
X _H aerobes Wachstum	$-\frac{1-Y_H}{Y_H}$	$-\frac{1}{Y_H}$	$-i_{XB}$		+1				
X _H anoxisches Wachstum		$-\frac{1}{Y_H}$	$-i_{XB}$	- Fehler!	+1				
X _H Zerfall			$+i_{XB} \cdot f_p \cdot i_{XP} - (1-f_p) \cdot i_{XS}$		-1			+f _p	1-f _p
Wachstum und Zerfall der nitrifizierenden Biomasse X_A									
X _A aerobes Wachstum	- Fehler!		$-i_{XB} - \frac{1}{Y_A}$			+1			
X _A Zerfall			$+i_{XB} \cdot f_p \cdot i_{XP} - (1-f_p) \cdot i_{XS}$			-1		+f _p	1-f _p
Hydrolyse der langsam abbaubaren organischen Stoffe X_S									
X _S aerobe Hydrolyse		+1	+i _{XS}						-1
X _S anoxische Hydrolyse		+1	+i _{XS}						-1

SO₂Sauerstoff (= "negativer CSB") (mg O₂/l)
 S_SBiologisch rasch abbaubare, gelöste organische Stoffe (mg CSB/l)
 SNH₄Ammonium (mg N/l)
 SNO₃Nitrat (mg N/l)

alle partikulären Komponenten in mg CSB/l:

X_HHeterotrophe Biomasse (einschl. biol. sehr langsam abbaubarer partikulärer org. Stoffe)
 X_A(Aktive) nitrifizierende Biomasse
 X_I.....Inert-partikuläre organische Stoffe aus dem Zulauf
 X_PInert-partikuläre organische Stoffe aus dem Zerfall der Biomasse
 X_SBiologisch langsam abbaubare organische Stoffe

Y_HZellertrag der heterotrophen Biomasse (g CSB/g CSB)
 Y_AZellertrag der nitrifizierenden Biomasse (g CSB/g N)
 f_pAnteil der Biomasse, der zu inerten org. Feststoffen führt (g CSB/g CSB)
 i_{XB}Stickstoffgehalt der Biomasse (X_H bzw. X_A) (g N/g CSB)
 i_{XP}Stickstoffgehalt in X_P (g N/g CSB)
 i_{XS}Stickstoffgehalt in X_S (g N/g CSB)

Tabelle 3: Prozeßkinetik im "Activated Sludge Model No. 1"

Prozeß	Prozeßrate
Wachstum und Zerfall der heterotrophen Bakterien X_H	
X _H aerobes Wachstum	$\hat{\mu}_H \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot \frac{S_S}{K_S + S_S} \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot X_H$
X _H anoxisches Wachstum	$\eta_g \cdot \hat{\mu}_H \cdot \frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot \frac{S_S}{K_S + S_S} \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot \frac{S_{NO_3}}{K_{NO_3} + S_{NO_3}} \cdot X_H$
X _H Zerfall	$b_H \cdot X_H$
Wachstum und Zerfall der nitrifizierenden Bakterien X_A	
X _A aerobes Wachstum	$\hat{\mu}_A \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot \frac{S_{NH_4}}{K_{NH_4} + S_{NH_4}} \cdot X_A$
X _A Zerfall	$b_A \cdot X_A$
Hydrolyse der langsam abbaubaren organischen Stoffe X_S	
X _S aerobe Hydrolyse	$k_h \cdot \frac{S_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot \frac{X_S/X_H}{K_{X_S} + (X_S/X_H)} \cdot X_S$
X _S anoxische Hydrolyse	$\eta_h \cdot k_h \cdot \frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \cdot \frac{S_{NO_3}}{K_{NO_3} + S_{NO_3}} \cdot \frac{X_S/X_H}{K_{X_S} + (X_S/X_H)} \cdot X_S$

- $\hat{\mu}_H$ Maximale Wachstumsrate der heterotrophen Biomasse (1/d)
- $\hat{\mu}_A$ Maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse (1/d)
- b_H Zerfallsrate der heterotrophen Biomasse (1/d)
- b_A Zerfallsrate der nitrifizierenden Biomasse (1/d)
- k_h Hydrolyserate (1/d)
- η_g Abminderungsfaktor für $\hat{\mu}_H$ unter anoxischen Bedingungen (-)
- η_h Abminderungsfaktor für die Hydrolyse unter anox. Bedingungen (-)
- K Sättigungs- oder Hemmbeiwert (mg/l) oder (-)
(gilt nur für den jeweiligen Prozeß;
Indices geben an, für welche Komponente der Beiwert gilt)

4 Vorbedingungen für die dynamische Simulation

4.1 Grundsätzliches

In jedem Fall gilt: Je mehr an konkretem Wissen in einem Anwendungsfall angesammelt wurde, bevor des Simulationsprogramm gestartet wird, um so besser wird das Ergebnis sein.

Wenn nicht zumindest ausreichende Informationen über die "Abwasserzusammensetzung" im Sinne des ASM1 (Aufteilung auf die einzelnen zuvor angeführten "CSB-Fraktionen") vorliegen, wird die dynamische Simulation zu keinen einigermaßen verlässlichen Ergebnissen führen.

Für Simulationsrechnungen adäquat eingesetzt werden kann das ASM1 erst dann, wenn es zuvor an Betriebsdaten der zu simulierenden Anlage **kalibriert** wurde. Der Zweck der **Modellkalibrierung** besteht in der Erarbeitung eines geeigneten Parametersatzes. Dabei kann entweder von den Betriebsdaten der Großanlage, sofern die wesentlichen Meßgrößen ermittelt wurden, als auch von Ergebnissen von Versuchsanlagen ausgegangen werden. Bei der Modellkalibrierung wird außer dem passenden **Parametersatz** (stöchiometrische und kinetische Parameter im ASM1), auch die "**Abwasserzusammensetzung**" im Sinne des ASM1 "festgelegt".

Die "Abwasserzusammensetzung" kann nicht alleine aus der chemischen Analytik des Zulaufs abgeschätzt werden. So ist etwa dem CSB der membranfiltrierten Zulaufprobe nicht nur der Summe aus S_I und S_S zuzuzählen, sondern zusätzlich noch ein Teil der *langsam abbaubaren organischen Stoffe* X_S .

In Abbildung 3 ist die Aufteilung des CSB auf die einzelnen "Fraktionen" dargestellt, die sich aus der Modellkalibrierung für die halbtechnischen Versuche an der Kläranlage Dresden-Kaditz ergeben hat (siehe Müller, 1997). Dabei ist zu beachten, daß aufgrund der Besonderheiten des Dresdner Abwasser (relativ hoher Anteil sowohl an X_I als auch an S_S einerseits, folglich ein verhältnismäßig geringer Anteil an X_S andererseits) vergleichsweise wenig X_S als membranfiltrierter CSB analysiert wird. Bei einem Beispiel von Henze (1992) war hingegen rund die Hälfte des gelösten CSB aus der analytischen Bestimmung im Modell X_S zuzuordnen.

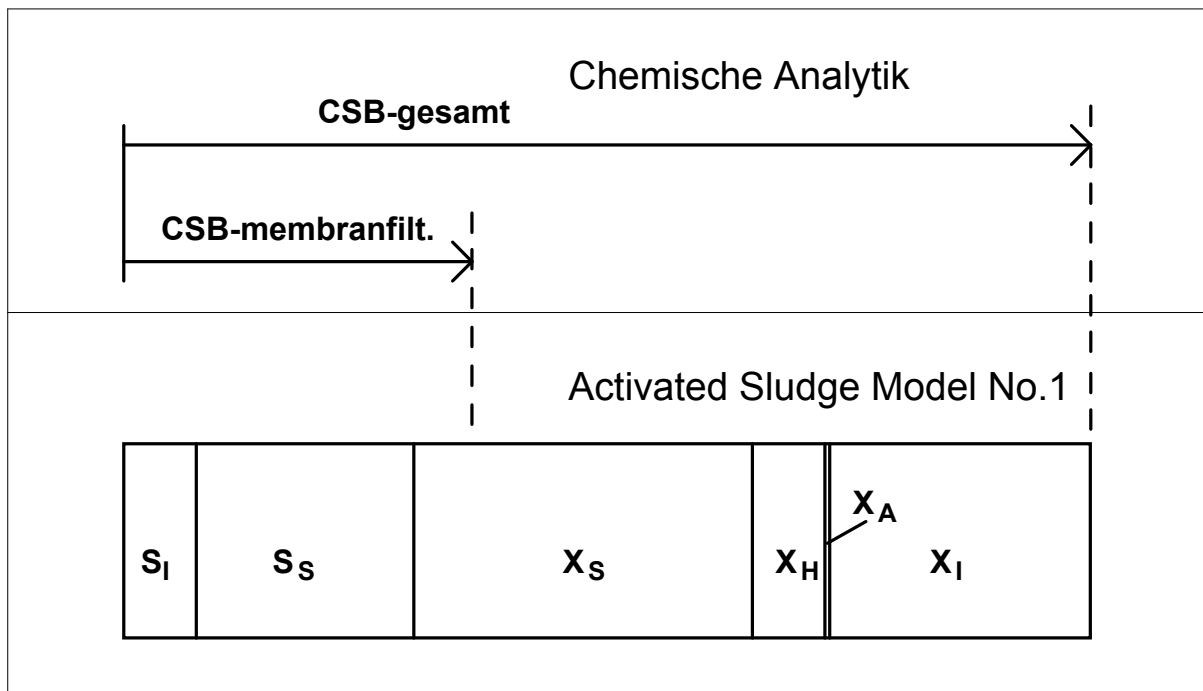


Abbildung 3: Abwasserzusammensetzung: CSB-Bestimmung mittels chem. Analytik und "CSB-Fraktionierung" für die Anwendung des Activated Sludge Models No.1 (Die dargestellte Aufteilung des CSB entspricht der, die für die Versuchsanlagen Dresden-Kaditz gewählt wurde: von 400 mg CSB/l im Zulauf wurden 30 mg/l S_I , 90 mg/l S_S , 140 mg/l X_S , 29 mg/l X_H , 1 mg/l X_A und 110 mg/l X_I zugeordnet. - vgl. Müller, 1997)

Die Modellkalibrierung sollte an Belastungszuständen (Schlammalter, Temperatur) vorgenommen werden ähnlich denen, die mit dem kalibrierten Modell simuliert werden sollen. So wird es z.B. im Falle des Ausbaus einer hochbelasteten Belebungsanlage auf Nitrifikation und Nährstoffentfernung nicht zweckmäßig sein, das Modell, das später an der neu errichteten Anlage eingesetzt werden soll, an der bestehenden Anlage zu kalibrieren. Vielmehr besteht dabei die Gefahr, daß gegen eines der grundlegenden Axiome bei der Modellentwicklung und Simulation verstoßen wird, welches lautet:

- **Extrapolieren sie den Gültigkeitsbereich ihres Modells nicht zu weit!**

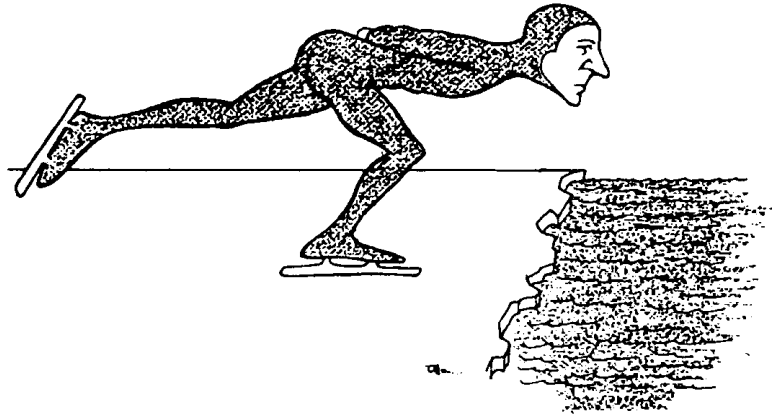


Abbildung 4: Ein grundlegendes Axiom der Modellentwicklung und Simulation lautet:
Extrapolieren Sie den Gültigkeitsbereich Ihres Modells nicht zu weit!
(Ljung und Glad, 1991)

Unabdingbar ist bei der Modellkalibrierung aus meiner Sicht, daß vorerst bei der Anlage (Großanlage oder Versuchsanlage), auf die das Modell angewendet werden soll, auf der Basis von Bilanzierungen herausgearbeitet wird, wie die Massenströme für CSB und Stickstoff in Abhängigkeit von der Belastung verlaufen.

4.2 Bilanzierung von Belebungsanlagen als Basis für die Modellkalibrierung

Massenbilanzen sind grundsätzlich ein hervorragendes Werkzeug, um Betriebsergebnisse von Abwasserreinigungsanlagen zu überprüfen und einzelne Stoffflüsse hinreichend genau abschätzen zu können.

Insbesondere bei der Modellkalibrierung für die Anwendung des ASM1 kommt einer eingehenden Bilanzierung der zu simulierenden Anlage besondere Bedeutung zu, da das Activated Sludge Model No.1, wie ausgeführt, durchwegs konsequent auf Massenbilanzen aufgebaut ist, und die Ergebnisse der Bilanzierung demzufolge direkt bei der Kalibrierung verwendet werden können.

Bilanzierungen von Belebungsanlagen können sinnvollerweise nur über längere Zeiträume hinweg (als Richtwert: 2 "Schlammalter") vorgenommen werden.

Sie beschreiben die Gleichgewichtsbedingungen. Demzufolge kann mit den im folgenden beschriebenen Methoden der Bilanzierung auch nur Auskunft über die Parameter, besser gesagt den Parametersatz, erlangt werden, der für den Gleichgewichtszustand bzw. für das längerfristige Verhalten des Systems verantwortlich ist. *Aber das ist schon eine "ganze Menge"*.

Von den maßgebenden Bilanzen ist als erstes die CSB-Bilanz anzuführen. Nimmt man als "Systemgrenze" die "Biologische Reinigungsstufe", so ist es mit Hilfe der CSB-Bilanz möglich, Meßergebnisse hinsichtlich des

- Sauerstoffverbrauches für die Kohlenstoffatmung (OVC) sowie des
- Überschußschlammanfalls ($\ddot{U}S_{CSB}$), bezogen auf den CSB der TS, zu verifizieren (Abb. 5).

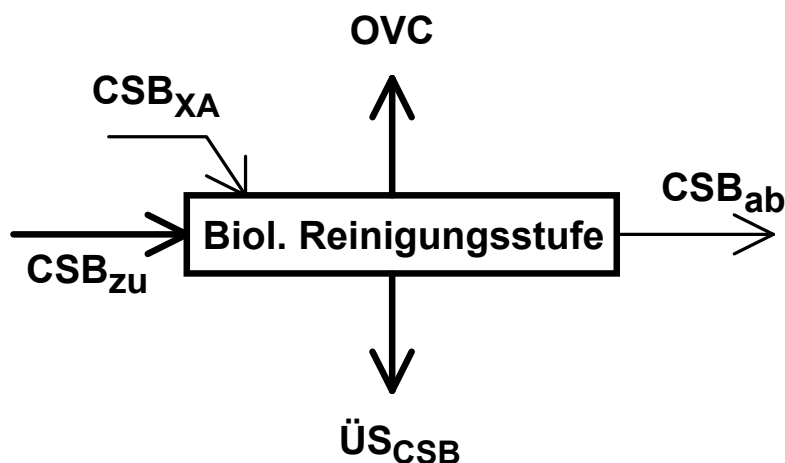


Abbildung 5: CSB-Bilanz einer biologischen Reinigungsstufe mit Nitrifikation

CSB, welcher in eine biologische Reinigungsstufe gelangt und nicht abgebaut wird, ist entweder im Ablauf der Anlage (CSB_{ab}) wiederzufinden oder wird mit dem Überschußschlamm ($\ddot{U}S_{CSB}$) abgezogen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß in nitrifizierende biologische Reinigungsstufen außer mit dem Zulauf (CSB_{zu}) auch durch das Wachstum der nitrifizierenden Biomasse CSB in das System eingetragen wird (CSB_{XA} in Abb. 5). Die aus dem Wachstum von X_A resultierende CSB-Fracht (CSB_{XA}) ergibt sich aus der oxidierten Stickstofffracht (in $kg\ NO_3-N/d$) multipliziert mit dem Zellertrag der nitrifizierenden Biomasse (Y_A in $g\ CSB/g\ N$).

Die Fracht an insgesamt entferntem CSB (ηCSB) entspricht somit der Summe aus CSB-Fracht im Zulauf (CSB_{zu}) und der CSB-Fracht, die durch die nitrifizierende Biomasse eingetragen wird (CSB_{XA}), abzüglich der CSB-Fracht im Ablauf der Anlage (CSB_{ab}):

$$\eta\text{CSB} = \text{CSB}_{\text{zu}} + \text{CSB}_{\text{XA}} - \text{CSB}_{\text{ab}} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (12)$$

Mit der Systemgrenze "Biologische Reinigungsstufe" sagt die CSB-Bilanz nun aus, daß unter stationären Bedingungen, bzw. über längere Zeiträume die Summe aus CSB im Überschußschlamm ($\ddot{\text{U}}\text{S}_{\text{CSB}}$) und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) der Fracht an insgesamt in der biologischen Reinigungsstufe entferntem CSB (ηCSB) entspricht:

$$\ddot{\text{U}}\text{S}_{\text{CSB}} + \text{OVC} = \eta\text{CSB} \quad (\text{kg CSB bzw. O}_2/\text{d}) \quad (13)$$

$$\text{bzw.:} \quad \frac{\ddot{\text{U}}\text{S}_{\text{CSB}}}{\eta\text{CSB}} + \frac{\text{OVC}}{\eta\text{CSB}} = 100 \quad (\%) \quad (14)$$

Bei der praktischen Anwendung der CSB-Bilanz ist die Speicherung von CSB im System, d.h., wenn die biologische Reinigungsstufe die Systemgrenze darstellt, die Zu- oder Abnahme des TS-Gehalts (in g CSB/l) über den Bilanzzeitraum, zu berücksichtigen. Zudem darf nicht übersehen werden, daß Überschußschlamm nicht nur gezielt abgezogen wird, sondern auch mit dem gereinigten Ablauf das System "verläßt".

Der CSB des Überschußschlammes kann analytisch erfaßt werden, wobei zu beachten ist, daß diese Bestimmung mit Unsicherheiten behaftet ist. Allgemein wird in der Literatur davon ausgegangen, daß das CSB/oTS-Verhältnis etwa zwischen 1,42 und 1,48 liegt (McCarty, 1965; Marais und Ekama, 1976; Warner *et al.*, 1986).

Der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) setzt sich zusammen aus der "Nitratatmung" (OVD), d.h. dem "Nitratverbrauch" umgerechnet in kg O₂/d, und aus dem Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung in den aeroben Zonen (OVC-O₂). Die "Nitratatmung" (OVD) kann unabhängig von der Verfahrensweise der Denitrifikation aus der Fracht an denitrifiziertem Stickstoff, die sich aus den N-Bilanz ergibt, ermittelt werden. Die Kohlenstoffatmung unter aeroben Bedingungen kann als Rate (in mg O₂/l/h oder g O₂/m³/d) mit Hilfe der

"Atmungsmessung" (siehe z.B. Nowak, 1996 a) bestimmt werden. Da bei der simultanen Nitrifikation-Denitrifikation die Größe der aeroben Zone des Belebungsbeckens nicht bekannt ist, kann bei dieser Verfahrensweise OVC nur überschlägig abgeschätzt werden. Bei Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation ist das aerobe Beckenvolumen genau bekannt, wodurch es möglich ist, den Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung in den aeroben Zonen (OVC-O₂) als Fracht zu errechnen. Zudem kann bei dieser Verfahrensweise, die "Nitratatmung" (OVD) auch aus einer bilanzmäßigen Erfassung der in den anoxischen Kaskaden "verbrauchten" (= denitrifizierten) Fracht an oxidiertem Stickstoff (NO_x-N) ermittelt und folglich der Wert aus der Stickstoffbilanz überprüft werden.

Neben der CSB-Bilanz kann eine geschlossene Bilanz vorteilhaft auch über den Parameter "Gesamt-Phosphor" erstellt werden. Phosphor kann nur in wäßriger Lösung oder als Feststoff vorliegen, jedoch nicht in die Abluft gelangen. Daher entspricht die Summe aus der Phosphorfracht im Ablauf und im Überschußschlamm der Phosphorfracht im Zulauf zur biologischen Stufe (Abb. 6).

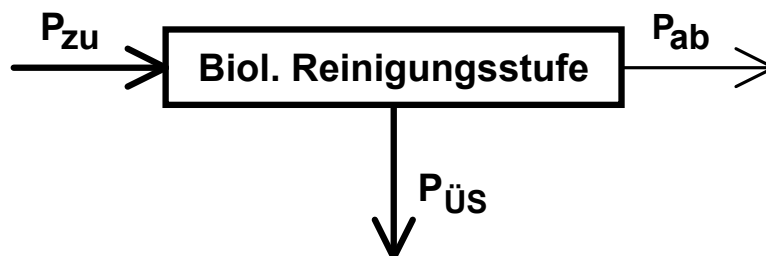


Abbildung 6: Phosphorbilanz einer biologischen Reinigungsstufe

Demzufolge ergibt sich die ÜS-Fracht aus der aus dem Abwasser entfernten Phosphorfracht (= $P_{zu} - P_{ab}$) geteilt durch den Phosphorgehalt im Belebtschlamm (P/TS):

$$\ddot{U}S = \frac{P_{zu} - P_{ab}}{P/TS} \quad (\text{kg TS/d}) \quad (15)$$

Somit ist es möglich, den meßtechnisch erfaßten Überschußschlammanfall (aus Überschußschlammabzug und den Feststoffe im Ablauf) zu überprüfen.

Auf diese Weise besteht auch für Anlagen, bei denen der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung anhand von Meßdaten nicht ausreichend genau ermittelt werden kann, die Möglichkeit, aus CSB- und Phosphor-Bilanz einen abgesicherten Wert für OVC zu erhalten.

Für die praktische Ausführung der Phosphorbilanz ist zu beachten, daß die P-Fracht im Ablauf aus der Gesamt-P-Konzentration in der membranfiltrierten Ablaufprobe zu ermitteln ist, da die Feststoffe des Ablaufs dem Überschußschlammanfall zuzurechnen sind.

Ob der Phosphor nur durch Stoffwechsel in die Biomasse eingebaut, oder zusätzlich durch Fällung in den Überschußschlamm eingelagert wird, ist für die Gültigkeit der Phosphor-Bilanz ohne Bedeutung. Es zeigt sich jedoch, daß die Ergebnisse der Phosphor-Bilanz genauer werden, je mehr Phosphor im Überschußschlamm gebunden ist.

Mit Hilfe der Stickstoffbilanz können schließlich die Stickstofffracht im Überschußschlamm ($N_{\text{ÜS}}$) sowie die denitrifizierte Stickstofffracht (N_{D}) ermittelt werden (Abb. 7).

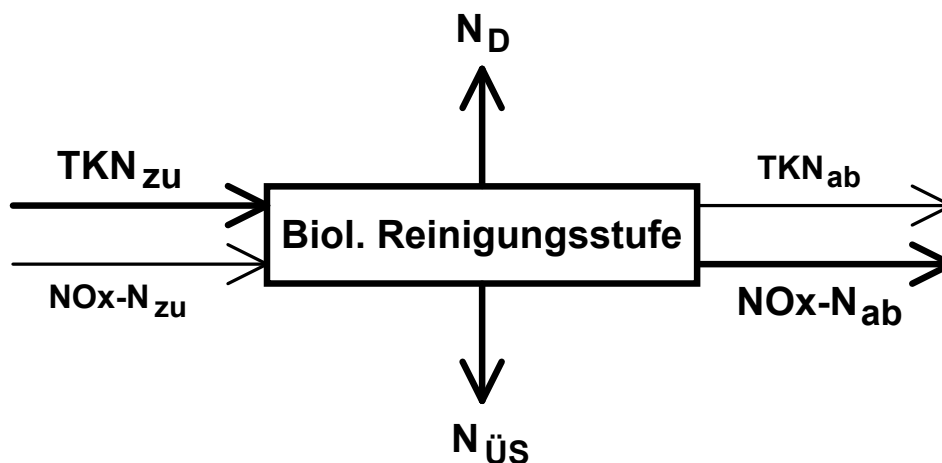


Abbildung 7: Stickstoffbilanz einer biologischen Reinigungsstufe mit Nitrifikation und Denitrifikation

Eine geschlossene Bilanzierung des Gesamtstickstoffflusses ist bei denitrifizierenden Abwasserreinigungsanlagen kaum möglich. Der Grund liegt darin, daß der denitrifizierte Stickstoff meßtechnisch, zumindest mit einfachen Methoden,

nicht erfaßt werden kann. Folglich stellt die Stickstoffbilanz, im Gegensatz zur CSB- bzw. P-Bilanz, eine "offene Bilanz" dar (Schweighofer, 1994). Dennoch können aus einer Stoffflußanalyse des Stickstoffs wertvolle Informationen über Nitrifikation und Denitrifikation erhalten werden.

Die "insgesamt entfernte Stickstofffracht" (= Differenz der Stickstofffrachten in Zu- und Ablauf) teilt sich, ähnlich wie bei der CSB-Bilanz, auf die N-Fracht im Überschußschlamm ($N_{\text{ÜS}}$) und die denitrifizierte Stickstofffracht (N_{D}) auf. Da der Überschußschlammanfall aufgrund von CSB- und P-Bilanz gesichert bekannt ist, kann aus dem N-Gehalt im Belebtschlamm unter der Voraussetzung einer verlässlichen TKN-Analytik die Stickstofffracht im Überschußschlamm ($N_{\text{ÜS}}$) ermittelt werden. Somit ergibt sich aus der N-Bilanz über die "biologische Reinigungsstufe" die denitrifizierte Stickstofffracht (N_{D}). Darüber hinaus ist es, wie bereits in bezug auf die "Nitratatmung" ausgeführt, bei Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation möglich, die denitrifizierte Stickstofffracht aus einer Bilanz über die anoxischen (vorgeschalteten) Kaskaden abzuschätzen.

4.3 Fallbeispiel für eine Bilanzierung

An der Kläranlage Dresden-Kaditz, einer hochbelasteten Belebungsanlage mit derzeit rund 600.000 angeschlossenen E und EW, wurden für die Dauer eines Jahres (von Juni 1995 bis Juni 1996) halbtechnische Versuche zur Erweiterung dieser Anlage auf Nitrifikation und Nährstoffentfernung durchgeführt.

Jede der beiden Versuchsanlagen bestand aus 5 gleich großen Belebungsbeckenkaskaden (getrennte Behälter) mit einem Gesamtvolumen von jeweils 15 m³ und einem Nachklärbecken. Beide Versuchsanlagen wurden mit vorgeschalteter Denitrifikation betrieben, wobei minimal 1, zumeist 2 oder 3 Kaskaden nur umgewälzt wurden. Das Verhältnis unbelüftetes Volumen zu Gesamtvolumen des Belebungsbeckens lag folglich meistens zwischen 0,2 und 0,6. In Zeiten, in denen 3 Kaskaden unbelüftet waren, wurde der "interne Recycle" in die 2. Beckenkaskade geleitet, um auf diese Weise in der 1. Kaskade "anaerobe" Bedingungen für die Phosphorrücklösung für einen Betrieb mit vermehrter biologischer P-Entfernung zu schaffen (siehe Abb. 8 und 9). Die Anlagen wurden mit vorgeklärtem Abwasser beschickt, wofür ein eigenes Vorklärbecken mit einer Aufenthaltszeit von rund 0,5 Stunden errichtet wurde. Um das im konkreten Anwendungsfall für Nitrifikation und Denitrifikation erforderliche Schlammalter

zu ermitteln, wurde bei einer Versuchsanlage (VA 1) ein Schlammalter von 10 Tagen, bei der anderen (VA 2) eines von 15 Tagen eingestellt.

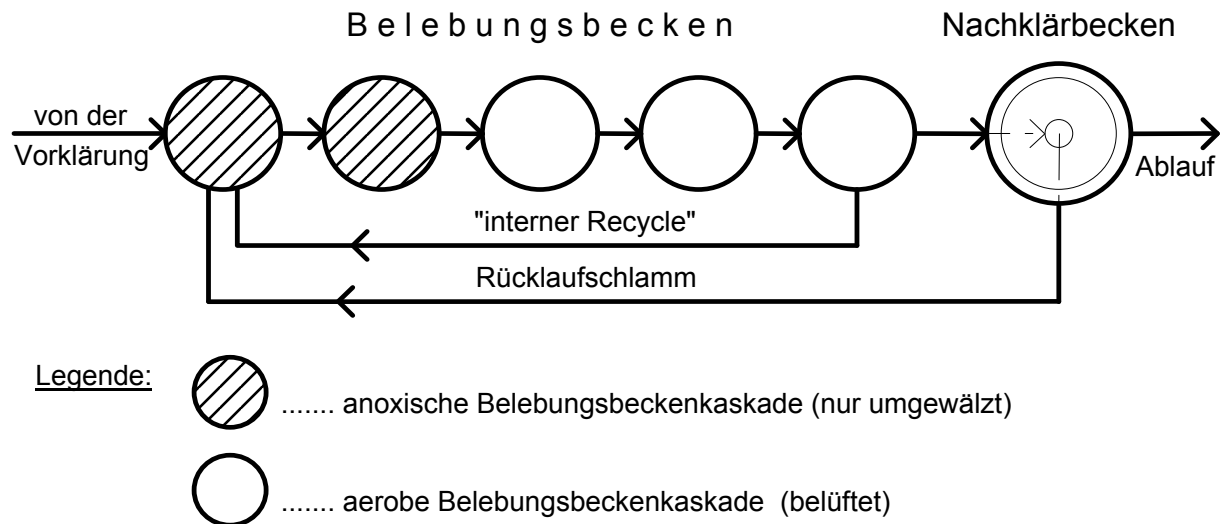


Abbildung 8: Fließschema der Versuchsanlagen Dresden-Kaditz - Betrieb mit vorgeschalteter Denitrifikation ($V_D/V = 0,4$)

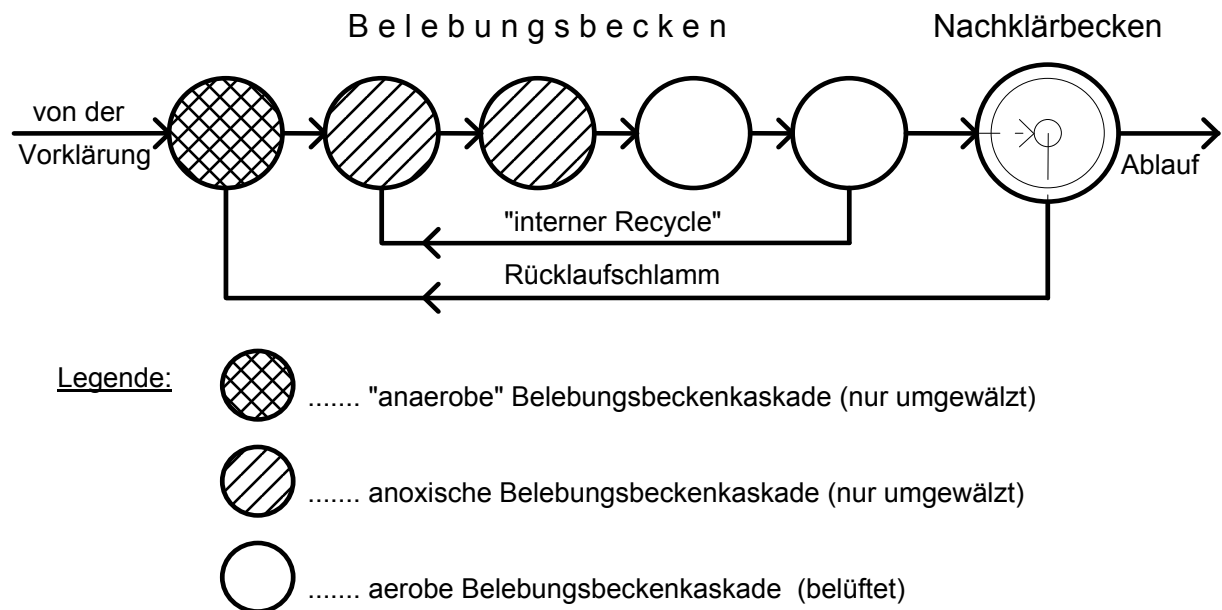


Abbildung 9: Fließschema der Versuchsanlagen Dresden-Kaditz - Betrieb mit vorgeschalteter Denitrifikation und vermehrter biol. P-Elimination ($V_D/V = 0,6$)

Bei der Bilanzierung dieser Anlagen wurde vorgegangen, wie zuvor allgemein erläutert, wobei Bilanzzeiträume von jeweils rund 4 Wochen gebildet wurden.

Bevor mit den Bilanzierungen begonnen wurde, wurde bereits festgestellt, daß das CSB/oTS-Verhältnis des Belebtschlammes über längere Zeiträume hinweg über 1,6 g CSB/g oTS lag und somit deutlich höher war als der Wert von rund 1,45 g CSB/g oTS, der nach Literaturangaben und nach eigenen Erfahrungen zu erwarten wäre. Diese erhöhten Meßwerte wurden mehrfach überprüft und bestätigt. Die Ursachen dafür konnten letztlich nicht geklärt werden.

In Abbildung 10 ist der Zusammenhang zwischen Schlammalter (bzw. "Vergleichsschlammalter") und Überschußschlammanfall in kg TS/kg CSB_{zu} und in kg oTS/kg CSB_{zu} dargestellt. Das "Vergleichsschlammalter" wurde gewählt, um Werte, die bei unterschiedlichen Temperaturen ermittelt wurden, aufeinander beziehen zu können. Als Temperaturfaktor wurde der Wert von 1,072 eingesetzt, welcher zumeist für die Umrechnung bei den Vorgängen des Kohlenstoffabbaus verwendet wird. Bei dieser Darstellung (Abb. 10) ist im Sinne des ASM1 die Temperaturabhängigkeit des heterotrophen Zerfalls maßgebend. Das "Vergleichsschlammalter" ($t_{TS,v}$) mit einer Basistemperatur von 10 °C ergibt sich danach aus dem Schlammalter (t_{TS}) bei einer aktuellen Temperatur nach folgender Formel:

$$t_{TS,v} = t_{TS} \cdot 1,072^{(T_{BB} - 10)} \quad (1/d) \quad (16)$$

Es zeigt sich, daß kein deutlicher Zusammenhang zwischen "Vergleichsschlammalter" und Überschußschlammanfall in kg TS/kg CSB_{zu} gegeben ist (Abb. 10). Ein wesentlich besserer Zusammenhang besteht, wenn man den Überschußschlammanfall nur auf die organische Trockensubstanz bezieht und in **kg oTS/kg CSB_{zu}** ausdrückt, wobei ein leichter Abfall mit höherem (Vergleichs-)Schlammalter entsprechend dem weitergehenden Abbau (höheren Stabilisierungsgrad) festzustellen ist. Der Grund für den schwankenden Überschußschlammanfall in kg TS/kg CSB ist darin zu suchen, daß in Regenwetterperioden häufig viel mineralisches Material in das Dresdner Kanalnetz eingetragen wird. Interessant ist dabei, daß selbst an der gleichen Kläranlage über verschiedene Zeiträume deutliche Unterschiede im spezifischen Überschußschlammanfall auftreten, wenn man diesen in kg TS bezogen auf die organische Zulauffracht ausdrückt.

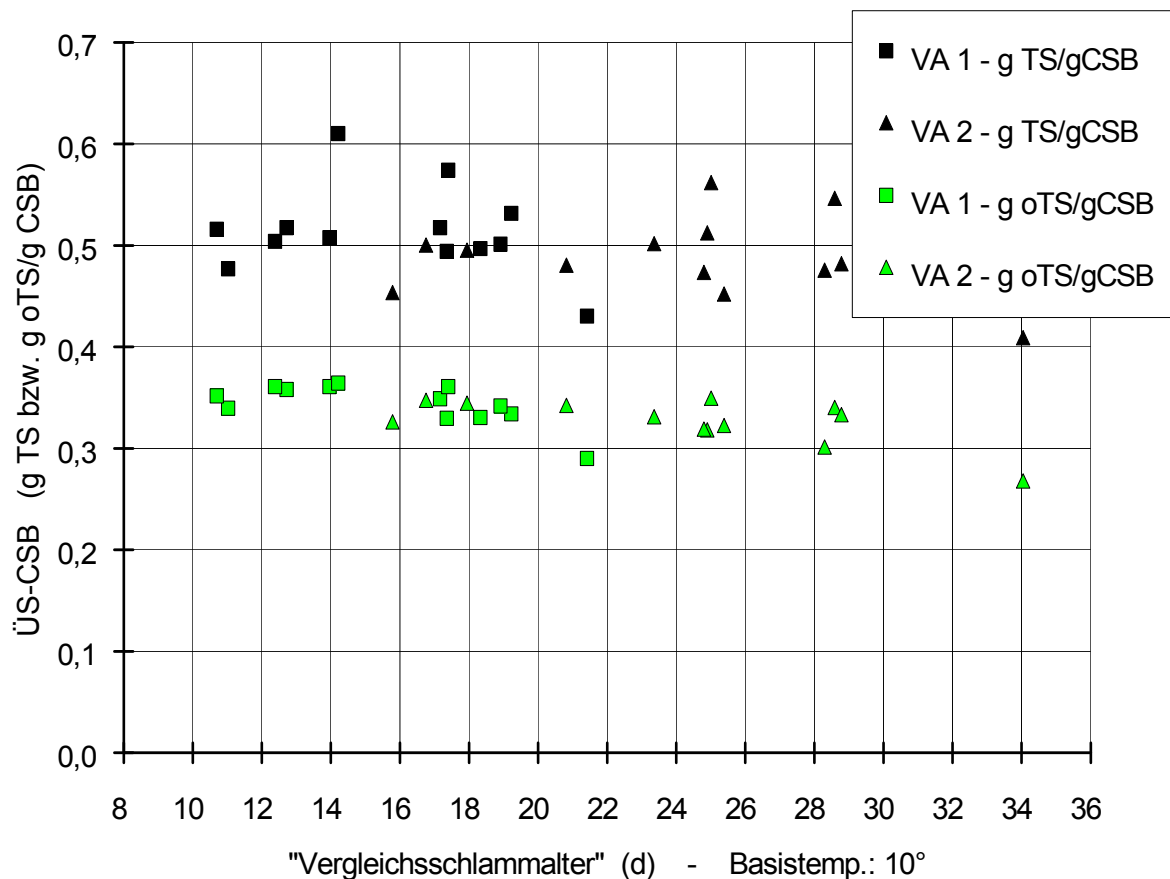


Abbildung 10: Versuchsanlagen Dresden-Kaditz - Überschußschlammanfall bezogen auf den Zulauf-CSB ($\ddot{U}S\text{-CSB}$) in g TS/g CSB bzw. g oTS/g CSB

Die Ergebnisse der Bilanzierung hinsichtlich des CSB im Überschußschlamm ($\ddot{U}S_{\text{CSB}}$) bezogen auf den insgesamt entfernten CSB (ηCSB) sind in Abbildung 11 dargestellt. Zuzufolge der CSB-Bilanz (Gl. 14) ergibt die Summe der Quotienten $\ddot{U}S_{\text{CSB}}/\eta\text{CSB}$ und $\text{OVC}/\eta\text{CSB}$ 100 %. Aus Abbildung 11 kann somit gleichzeitig der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) abgelesen werden. Es zeigt sich, daß das Dresdner Abwasser einerseits einen relativ hohen Überschußschlammanfall und andererseits einen relativ geringen Sauerstoffverbrauch hervorruft. Die gestrichelte Kurve in Abbildung 11 stellt die Werte für $\ddot{U}S_{\text{CSB}}/\eta\text{CSB}$ dar, die sich aus der Simulation mit einem allgemeinen Parametersatz für vorgeklärtes Abwasser (nach Gujer, 1992) ergeben. Der gleiche Parametersatz liegt der Kurve für $\text{OVC}/\eta\text{CSB}$ in Abbildung 1 zugrunde, wobei zu beachten ist, daß sich mit einem Temperaturfaktor von 1,072 bei einem bestimmten Schlammalter (z.B.: 10 d) und 10 °C die gleiche Aufteilung nach der CSB-Bilanz ergibt, wie beim halben Schlammalter (z.B.: 5 d) und 20 °C.

Weiters ist in Abbildung 11 die Kurve eingetragen, die sich mit dem Parametersatz errechnet, der für die Simulation der Versuchsanlagen bei einem Anteil des anoxischen Volumens am Gesamtvolumen von 40 % ($V_D/V = 0,4$, entsprechend Abb. 8) gewählt wurde (siehe auch: Müller, 1994). Ein Vergleich mit den Werten für $\dot{U}S_{CSB}/\eta_{CSB}$ aus den Bilanzzeiträumen mit $V_D/V = 0,6$ zeigt, daß diese durchwegs über der eingetragenen Kurve liegen (Abb. 11). Dies bedeutet, daß für eine Simulation der Bilanzzeiträume mit $V_D/V = 0,6$ die Modellparameter, die für Überschußschlammanfall und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung unter stationären Bedingungen maßgebend sind, entsprechend zu verändern wären.

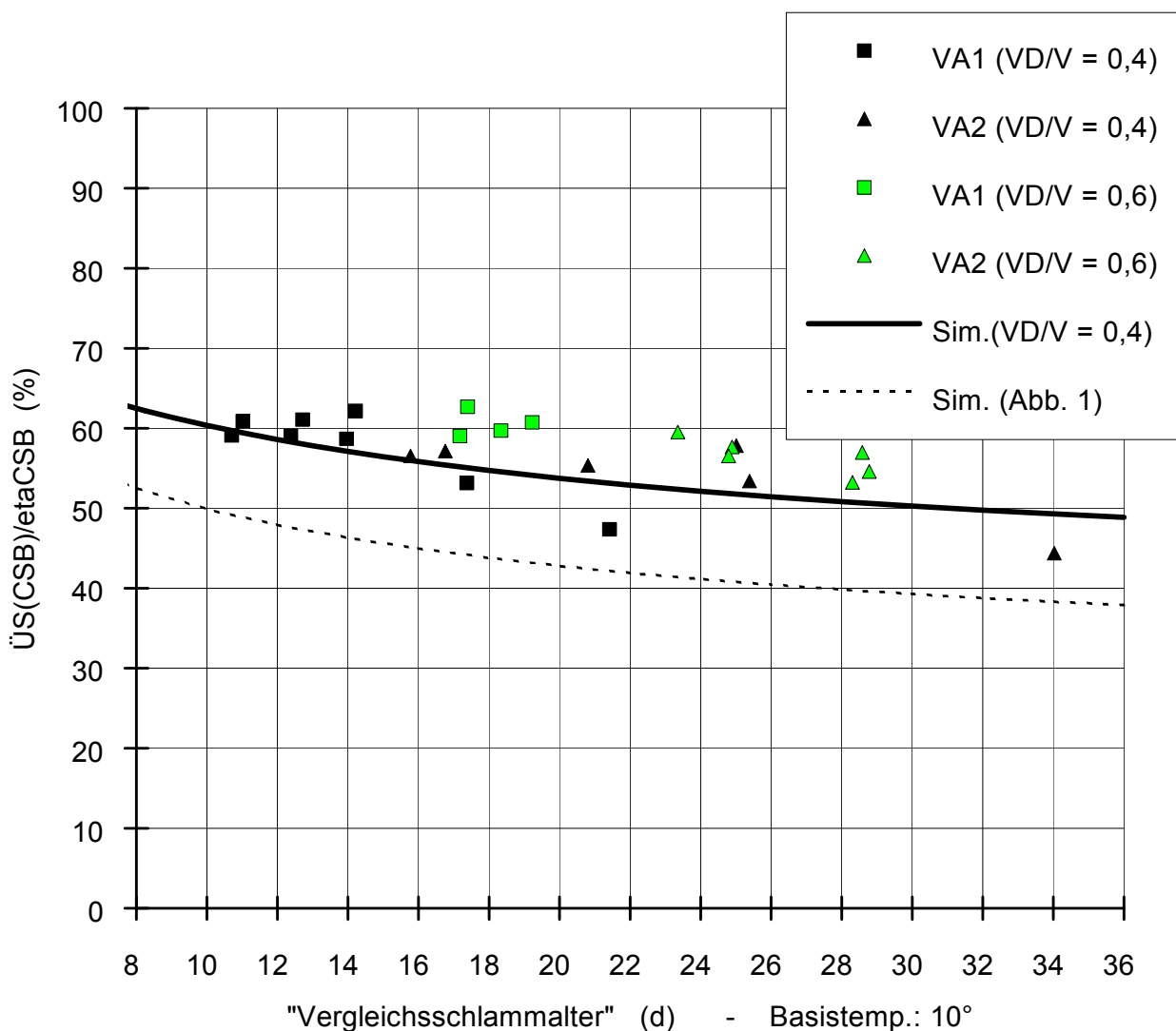


Abbildung 11: Versuchsanlagen Dresden-Kaditz - Überschußschlammanfall ($\dot{U}S_{CSB}$) bezogen auf den entfernten CSB (η_{CSB}) in % bei $V_D/V = 0,4$ (bzw. $V_D/V = 0,6$) und aus der Simulation mit dem Activated Sludge Model No.1, mit dem Parametersatz, der für die Versuchsanlagen ($V_D/V = 0,4$) gewählt wurde, bzw. mit dem nach Gujer (1992) für vorgeklärtes Abwasser (vgl. Abb. 1)

In dem "Schlammalter-Bereich", in dem nitrifizierende Belebungsanlagen betrieben werden, ist für Überschußschlammanfall und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung unter stationären Bedingungen (bzw. über längere Zeiträume hinweg) von allen Prozessen, die nach dem ASM1 den Kohlenstoffabbau beschreiben (vgl. Abb. 2), nur mehr der Zerfall der heterotrophen Biomasse von Einfluß. Dieser Prozeß weist jedoch im ASM1 unter aeroben und anoxischen Bedingungen die gleiche Rate auf. Demnach ergibt sich nach dem Activated Sludge Model No.1 bei gleichem (hohem) Schlammalter mit dem gleichen Parametersatz der gleiche Überschußschlammanfall, unabhängig davon, ob das gesamte Belebungsbecken belüftet wird oder in weiten Bereichen anoxische Bedingungen vorherrschen.

Daraus sind 2 Folgerungen zu ziehen:

- *Mit dem Activated Sludge Model No.1 ist es nicht möglich, den Zerfall bzw. die Hydrolyse der heterotrophen Biomasse und /oder der sehr langsam abbaubaren organischen Stoffe adäquat zu beschreiben.*
- *Bei einer Änderung des Anteils des anoxischen Volumens am Gesamtvolumen des Belebungsbeckens ist es erforderlich, auch den Parametersatz zur Beschreibung des stationären Zustands des Kohlenstoffabbaus zu verändern, ebenso wie bei deutlicher Änderung des Schlammalters. Ansonsten besteht die Gefahr, daß man außerhalb des Gültigkeitsbereichs des Modells gelangt.*

4.4 Verifizierbarkeit des Activated Sludge Model No.1 und Identifizierbarkeit der Parameter

Das Activated Sludge Model No.1 weist durch seine Unzahl an kinetischen und stöchiometrischen Parameter sehr viele Freiheitsgrade auf. Dabei sind die allermeisten Parameter nicht genau "bestimmbar". So konnte mit einer mathematischen Optimierungsmethode gezeigt werden, daß einige der Parameter des ASM1, wie z.B. der *Zellertrag der heterotrophen Biomasse (Y_H)*, innerhalb relativ enger Grenzen liegen und vergleichsweise genau identifizierbar sind, während andere, wie etwa der *Anteil der Biomasse, der zu inerten organischen Feststoffen führt (f_p)*, mit der verwendeten Methode nicht ermittelt werden konnten und somit nicht "identifizierbar" waren (Wanner *et al.*, 1992). Insgesamt ist das ASM1 als ein "hochgradig unbestimmtes System" anzusehen.

Speziell im Bereich der biologischen Abwasserreinigung liegen Modellen stets verschiedene Annahmen zugrunde, sowie mathematische Formulierungen, die auf physikalischen, chemischen und mikrobiologischen Modellvorstellungen und auf empirischen Erfahrungen beruhen. Unter dem Gesichtspunkt, daß *die Verifikation eines Modells es erforderlich macht, daß alle Voraussagen des Modells hinsichtlich der Zustandsvariablen mit experimentellen Daten belegt werden können*, stellt Jeppsson (1996) in seiner Arbeit über "Aspekte der Modellierung von Abwasserreinigungsprozessen" fest, daß *die heute verbreiteten Modelle als "intrinsically non-verifiable", als "an sich nicht verifizierbar", anzusehen sind*. Dies liegt meines Erachtens in der Natur des Abwassers begründet, welches äußerst inhomogen ist und sich noch dazu in seiner Zusammensetzung ständig verändert.

Würde man an Modelle zur Beschreibung von Abwasserreinigungsprozessen den Anspruch erheben, daß diese eindeutig "verifizierbar" und ihre Parameter "identifizierbar" sein sollen, so würden sich höchstwahrscheinlich am Ende "Black-Box-Modelle" ergeben, von denen nur wenig Information erwartet werden dürfte. Damit ginge letztlich auch der naturwissenschaftliche Bezug verloren, sowie die Möglichkeit mit Hilfe von dynamischen Simulationsmodellen zu einem vertieften Prozeßverständnis zu gelangen.

4.5 "Parameterabschätzung"

4.5.1 Begriffsbestimmung

Die Festlegung der (stöchiometrischen und kinetischen) Parametern für die Anwendung des ASM1 wurde in der englischsprachigen "Originalliteratur" (Henze *et al.*, 1987) und in weiterführenden Arbeiten (z.B.: Kappeler und Gujer, 1992) stets als "*Parameter Estimation*" bezeichnet. Das Wort "*Estimation*" wird in *Cassell's Dictionary* (Betteridge, 1968) als "Schätzung, Abschätzung, Veranschlagung, Berechnung" und im *Cambridge International Dictionary of English* (Procter *et al.*, 1995) als "*approximate calculation of size, value, amount ... etc.*" definiert. Obwohl unter "*Estimation*" demnach vornehmlich eine "Abschätzung" oder "überschlägige Berechnung" zu verstehen wäre, wurden in der deutschsprachigen Literatur mit Bezug zum ASM1, soweit mir bekannt, stets die

Begriffe "**Bestimmung**" (Liebeskind, 1994) bzw. "**Ermittlung** kinetischer Parameter" (Kappeler, 1992) für "*Estimation of kinetic parameters*" verwendet.

Dies hat bedauerlicherweise im deutschsprachigen Raum zu einer merklichen Begriffsverwirrung geführt, da nun vielfach die Vorstellung besteht, die Parameter für das ASM1 müßten "nur mal genau bestimmt werden", um sie endgültig festlegen zu können.

4.5.2 Allgemeine Bemerkungen zur "Parameterabschätzung"

Entscheidend ist, ob ein bestimmtes Modell mit dem gewählten Parametersatz für den Anwendungsfall, für den es erstellt wurde, d.h. innerhalb der jeweiligen Randbedingungen, zu richtigen Ergebnissen führt. In Anbetracht dessen ist für die "ermittelten" kinetischen und stöchiometrischen Parameter nicht so sehr die Richtigkeit der Werte *per se* ausschlaggebend, sondern ihre Gültigkeit in der Modellanwendung. Dabei ist es ohne Belang, ob ein Parameter abgeschätzt oder meßtechnisch bestimmt wurde. Die versuchstechnische "Ermittlung" von Parametern hilft Anhaltspunkte für einen gültigen Parametersatz zu finden, da nicht alle Werte, die einen solchen bilden, abgeschätzt werden können. In jedem Fall ist ein Parametersatz zu "kalibrieren", d.h. seine Gültigkeit für ein zu verwendendes Modell ist anhand von Betriebsergebnissen an der "Realität" zu überprüfen. Bei der "Kalibrierung" werden einzelne Parameter in ihrem Wert verändert, gegebenenfalls auch solche, die zuvor mit Hilfe von Batch-Tests "bestimmt" wurden, weil die Wirklichkeit im Standversuch nicht mit der in der Anlage übereinstimmen muß. Letztlich sollte man sich stets im klaren darüber sein, daß ein Simulationsmodell zur biologischen Abwasserreinigung nicht so sehr auf unumstößlichen Naturgesetzen, sondern größtenteils auf empirischen Ansätzen beruht.

4.5.3 Parameterabschätzung mit Hilfe von Bilanzierungen

Einige der kinetischen und stöchiometrischen Parameter, die für die dynamische Simulation auf der Basis des Activated Sludge Model No.1 von besonderer Bedeutung sind, können, wie bereits eingehend ausgeführt, sinnvollerweise nur aus der Bilanzierung der Anlagen "ermittelt" bzw. abgeschätzt werden.

Der "Parametersatz", der aufgrund der Ergebnisse der CSB-Bilanz (Überschußschlammanfall und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung) festzulegen ist, umfaßt folgende Modellgrößen:

- die *biologisch inerten, partikulären organischen Stoffe* X_I im Zulauf,
- den *Zellertrag der heterotrophen Biomasse* Y_H ,
- *Anteil der Biomasse, der zu inerten organischen Feststoffen führt, f_p* , sowie
- die *Zerfallsrate der heterotrophen Biomasse* b_H .

Die angeführten Parameter sind in einem gewissen Bereich gegeneinander austauschbar, d.h. es kann mit unterschiedlichen Zahlenwerten für die einzelnen Parameter das gleiche Ergebnis hinsichtlich der CSB-Bilanz erzielt werden, wobei der Zusammenhang zwischen \dot{U}_{CSB}/η_{CSB} bzw. OVC/η_{CSB} und dem Schlammalter (die "Steilheit der Funktion") im wesentlichen durch den Wert für die *Zerfallsrate der heterotrophen Biomasse* b_H bedingt wird.

So bleibt nochmals darauf hinzuweisen, daß die Übereinstimmung der CSB-Bilanz im Modell mit der in der "Realität" nicht nur in Hinblick auf den Überschußschlammanfall und folglich auf das Schlammalter, sondern auch mit Bezug auf den Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung und somit letztlich auf eine richtige Einschätzung der Denitrifikationskapazität von entscheidender Bedeutung ist.

In einer Belebungsanlage erfolgt die Stickstoffentfernung nicht nur durch Denitrifikation, sondern auch mit dem Überschußschlamm. Demgemäß ist es auch wesentlich, daß der Stickstofffracht im Überschußschlamm aus der N-Bilanz mit der übereinstimmt, die im Modell mit den "X-Komponenten" aus dem System abgezogen wird. Danach sind die Werte für

- den *Stickstoffgehalt* i_X der einzelnen Feststoff-Komponenten

im Modell so festzulegen, daß sich bei der Simulation die gleiche Stickstofffracht im Überschußschlamm bzw. der gleiche Stickstoffgehalt im Belebtschlamm ergibt wie in der "Realität".

Insgesamt ist die richtige Festlegung der hier angeführten Modellparameter eine Grundvoraussetzung für die Richtigkeit der Ergebnisse der Simulationsrechnungen.

4.5.4 Parameterabschätzung mit Hilfe von Batch-Tests

Es ist grundsätzlich nicht möglich, alleine aus Betriebsdaten und nachfolgender Bilanzierung alle wesentlichen Modellparameter festzulegen, auch wenn der Datensatz noch so umfangreich ist. Somit ist es erforderlich, zusätzlich Batch-Versuche durchzuführen. Fast alle Batch-Tests, die in der Literatur zur Parameterabschätzung für das Activated Sludge Model No.1 empfohlen werden, basieren auf Atmungsmessungen. Die entsprechenden Methoden, vornehmlich zur Abschätzung der kinetischen Parameter des Kohlenstoffabbaus sowie der "CSB-Fractionen" im Zulauf, wurden vorerst an der University of Cape Town, parallel zur Erarbeitung der Grundlagen des "Activated Sludge Models No.1" (siehe dazu: Dold *et al.*, 1980; Dold und Marais, 1986; Ekama *et al.*, 1986), und im weiteren auch in der Schweiz an der EAWAG (Sollfrank, 1988; Kappeler, 1992; Kappeler und Gujer, 1992) entwickelt.

Da ein wesentlicher Unterschied im Verhalten der am Belebtschlammprozeß beteiligten Mikroorganismen zwischen "Durchlaufbetrieb" (Versuchs- oder Großanlage) und "Standversuch" (Batch-Test) besteht, sollten vornehmlich Methoden zum Einsatz gelangen, bei denen mit "Kurzzeit-Atmungstests" weitgehend das Auslangen gefunden wird. Diese Atmungsmessungen sind zumeist innerhalb einer Stunde nach Entnahme des Belebtschlammes aus dem Belebungsbecken abgeschlossen.

Der wesentlichste "Parameter" in Hinblick auf die Denitrifikation, der nur mit Hilfe von Batch-Tests (Atmungsmessungen) bestimmt werden kann, ist der

- Anteil an *biologisch rasch abbaubaren, gelösten organischen Stoffen* (Substrat) S_S im Zulauf.

Dieser "Parameter" wird beeinflusst durch die Zusammensetzung des anfallenden Abwassers und durch den Vorabbau im Kanalnetz. Wie Untersuchungen zeigen, schwankt der Anteil an S_S im Zulauf stark mit den Zulaufverhältnissen, zwischen Regenwetter- und Trockenwetterperioden, Werktagen und Wochenenden, und auch im Tagesgang (vgl. Müller, 1997). Demzufolge sind umfangreiche Meßreihen erforderlich.

Weitere Parameter, die für die richtige Einschätzung der Denitrifikation von Bedeutung sind, betreffen die Hydrolyse. Hier ist neben der Hydrolyserate k_h insbesondere der

- "*Abminderungsfaktor*" für die Hydrolyse unter anoxischen Bedingungen η_h

zu nennen, der das Verhältnis anoxischer zu aerober Hydrolyserate angibt, welches mitentscheidend ist für die Aufteilung der Kohlenstoffatmung auf aerobe und anoxische Beckenzonen und folglich für die Denitrifikation.

Angaben zur Methodik bei der "Ermittlung" von "Hydrolyseraten" finden sich in den Arbeiten von Kappeler (1992) und Müller (1994). In der Praxis hat sich gezeigt, daß gerade hinsichtlich der Hydrolyseprozesse Batch-Versuche nur für eine grobe Abschätzung der kinetischen Parameter dienen können, zumal bei Batch-Tests, die mehrere Stunden andauern, schon deutlich andere Verhältnisse herrschen als in der Belebungsanlage im Durchlaufbetrieb. Letztlich werden insbesondere die "Hydrolyseraten" Gegenstand einer eingehenden Modellkalibrierung sein.

4.5.5 Abschätzung der kinetischen Parameter der Nitrifikation

Von den Parametern, die die Nitrifikation betreffen, sind vor allem

- die *maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse* $\hat{\mu}_A$ und
- die *Zerfallsrate der nitrifizierenden Biomasse* b_A

ausschlaggebend für die "Leistungsfähigkeit" eines Belebtschlammssystems in bezug auf die Nitrifikation.

Ein Methode zur "Ermittlung"/"Abschätzung" der *Zerfallsrate der nitrifizierenden Biomasse* b_A wurde im Zuge von halbtechnischen Versuchen nach dem Belebungsverfahren zur Reinigung von Industrieabwässern entwickelt (Nowak, 1996 a). Bei Temperaturen zwischen 25 und 30 °C lagen die auf diese Weise "ermittelten" Werte für die Zerfallsrate b_A in einer Größenordnung, bei der sich die Nitrifikationskapazität in der Anlage ohne Substratzufuhr innerhalb von 36 Stunden halbiert. Dies hat sich im Versuchsbetrieb bestätigt. Bei Temperaturen um 20 °C liegt die Zerfallsrate b_A zwar niedriger, steht jedoch etwa im gleichen Verhältnis zur maximalen Wachstumsrate $\hat{\mu}_A$ wie bei höherer Temperatur. Die Zerfallsrate b_A ist dann für die Nitrifikationsleistung von Bedeutung,

wenn über längere Zeiträume hinweg kein oder nur wenig Substrat für die nitrifizierende Biomasse (oxidierbarer Stickstoff) in die Anlage gelangt. Auch hinsichtlich der Sicherheit gegenüber dem Auftreten von erhöhten $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerten ist die Zerfallsrate der nitrifizierenden Biomasse b_A von entscheidendem Einfluß (siehe dazu: Nowak, 1996 b).

Bei der beschriebenen Methode wird die Zerfallsrate b_A in einem getrennten Batch-Versuch aus der Abnahme der "Stickstoffmaximalatmung" (OVN_{max}) über mehrere Tage hinweg "ermittelt" (Nowak, 1996 a). Erfahrungsgemäß kann mit dieser Methode nur eine grobe Abschätzung des "Parameters b_A " vorgenommen werden, zumal der untersuchte Belebtschlamm aufgrund der Versuchsdauer schon weit von der "Realität in der Anlage" entfernt ist. Es ist jedoch zu bedenken, daß die Bedingungen, die bei der Durchführung dieses Versuches geschaffen werden, auch etwa den Bedingungen entsprechen, für deren modellmäßige Beschreibung die Zerfallsrate b_A in bezug auf den Prozeß "Nitrifikation" die entscheidende Größe darstellt. Bei den Versuchsauswertungen zeigte sich, daß bei höherer Temperatur (etwa zwischen 25 und 30 °C) aufgrund der größeren Abnahme der Nitrifikationsleistung in der Zeit ein eindeutigeres Ergebnis zu erzielen war als bei niedriger Temperatur (z.B. bei 10 °C).

Im Rahmen der erwähnten Versuche zur Industrieabwasserreinigung wurde auch eine Methode zur Ermittlung der *maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse* $\hat{\mu}_A$ erarbeitet (Nowak *et al.*, 1994; Nowak, 1996 a). Mit dieser Methode ist es möglich, aus den Betriebswerten für die "produzierte Nitratfracht" aus der N-Bilanz mit einer zusätzlichen Bestimmung der "Stickstoffmaximalatmung" (OVN_{max}) den aktuellen Wert für $\hat{\mu}_A$ (= "aktuelle maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse" $\hat{\mu}_{A,T}$) im Betrieb von Versuchs- und Großanlagen laufend zu erfassen. Diese Methode zur "Ermittlung" von $\hat{\mu}_{A,T}$ stellt somit eine Kombination aus Bilanzierung und Batch-Test dar. Sie wurde danach bei den halbtechnischen Versuchen an der Regionalkläranlage Linz-Asten angewendet, womit das Ausmaß der Nitrifikationshemmung im Anlagenbetrieb, hervorgerufen durch Abwasserinhaltsstoffe aus dem Bereich der Großindustrie, aufgezeigt werden konnte (Nowak *et al.*, 1994; Nowak, 1996 a; Schweighofer, 1997). Auch bei den halbtechnischen Versuchen an der Kläranlage Dresden-Kaditz wurde mit Hilfe dieser Methode die "aktuelle maximale Wachstumsrate" $\hat{\mu}_{A,T}$ laufend "ermittelt". Obwohl an dieser Anlage aufgrund des äußerst geringen Industrieabwasseranteils a priori

mit keinen nitrifikationshemmenden Einflüssen durch Abwasserinhaltsstoffe zu rechnen war, wurden außer bei einem Ereignis mit fast vollständiger Nitrifikationshemmung, das auch an den erhöhten Ammoniumablaufwerten erkennbar wurde, mehrmals eine deutliche Verminderung der "aktuelle maximale Wachstumsrate" $\hat{\mu}_{A,T}$, insbesondere bei Regen- und Tauwetterereignissen, bis auf rund 60 % des zu erwartenden Wertes festgestellt.

Aus diesen Erfahrungen ist abzuleiten, daß

- die maximale Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse $\hat{\mu}_A$, so wie andere kinetische Parameter auch, keine Konstante darstellt, sondern eben nur einen Parameter, der gewissen Schwankungen unterworfen ist,
- folglich eine einmalige "Bestimmung", wie beim Anteil an S_S im Zulauf, nicht zielführend ist, sondern nur eine laufend durchgeführte "Abschätzung" des aktuellen Wertes für $\hat{\mu}_A$, und daß
- bei kommunalen Abwasserreinigungsanlagen generell mit dem zeitweiligen Auftreten von nitrifikationshemmenden Einflüssen zu rechnen ist.

Für die Praxis der dynamischen Simulation wäre hinsichtlich der maximalen Wachstumsrate der nitrifizierenden Biomasse $\hat{\mu}_A$, zu empfehlen,

- zunächst von Literaturwerten auszugehen, und
- danach mit verminderten Werten für $\hat{\mu}_A$ zu rechnen, um auf diese Weise die Auswirkung einer gewissen Nitrifikationshemmung auf das jeweilige Belebtschlammssystem abschätzen zu können.

Letztlich darf nicht übersehen werden, daß auch hinsichtlich der Nitrifikation Modelle, so wie das Activated Sludge Model No.1, nur eine grobe Annäherung an die Wirklichkeit darstellen.

5 Erweiterte Simulationsmodelle auf der Basis des Activated Sludge Models No.1

Nach der Veröffentlichung des Activated Sludge Models No.1 wurden in den folgenden Jahren in einer Reihe von Arbeiten erweiterte Simulationsmodelle für spezielle Anwendungsfälle publiziert, die auf den Grundzügen des ASM1

(Matrixform und Bilanzierbarkeit) beruhen. Das Ziel dieser erweiterten Modelle ist es, Vorgänge und Prozesse, die im ASM1 nicht oder nur unzureichend berücksichtigt sind, adäquat beschreiben zu können.

In mehreren Arbeiten wurden Modellerweiterungen bei der Beschreibung des Kohlenstoffabbaus vorgenommen. Dabei ist einerseits ein Modell zu nennen, das für eine spezielle Verfahrensweise zur Beschreibung von Speicherung (Adsorption oder "Biosorption") von gelöstem Substrat entwickelt wurde (Novák *et al.*, 1995), und andererseits eines, das zum Zwecke der Simulation von Blähschlamm Bildung erstellt wurde (Gujer und Kappeler, 1992; Kappeler, 1992). Von Prendl (1997) wurde nun ein Modell erarbeitet, bei dem Phänomene der Adsorptionskinetik mit der Populationsdynamik der Blähschlamm Bildung kombiniert wurden.

Im Activated Sludge Model No.1 sind bei den Prozessen der Nitrifikation keine Hemmterme angeordnet. Um verschiedene Formen von Nitrifikationshemmung, die bei Belebungsanlagen mit maßgebendem Industrieabwassereinfluß beobachtet wurden, in ihrem dynamischen Verlauf beschreiben zu können, wurden mehrere Modellelemente entwickelt, die bei Bedarf in das ASM1 eingefügt werden können (Nowak *et al.*, 1995; Nowak, 1996 a). Mit diesen erweiterten Nitrifikationsmodellen ist es möglich, unterschiedliche Phänomene der Nitrifikationshemmung besser zu erfassen und im konkreten Anwendungsfall entsprechende Maßnahmen zu ergreifen.

Das "Activated Sludge Model No.2" (Henze *et al.*, 1996) stellt ebenfalls eine Weiterentwicklung des ASM1 dar. Dieses Modell berücksichtigt nun Zustandsgrößen und Prozesse, die erforderlich sind, um die vermehrte biologische Phosphorelimination näherungsweise zu beschreiben. Es ist äußerst umfangreich und für die praktische Anwendung nur bedingt geeignet (ATV, 1996).

6 Grenzen der dynamischen Simulation

Vor allem bei der Auslegung (= "Bemessung") von Belebungsanlagen ist der "Einsatz der dynamischen Simulation", was heute mit "Anwendung des Activated Sludge Models No.1" gleichzusetzen ist, als problematisch anzusehen.

Das ASM1 wurde entwickelt, um *das Verhalten von einstufigen Belebtschlamm-systemen* (das tatsächliche Betriebsverhalten !) "*realistisch*" vorhersagen zu können, und nicht um Anlagen zu bemessen. Das ASM1 beinhaltet folglich *per se* keine "Sicherheiten". Diese müßten im Falle einer Anwendung der dynamischen Simulation bei der Bemessung vom Anlagenplaner gesondert vorgegeben werden. Dabei kann nicht erwartet werden, daß ein Einzelner über mehr empirische Erfahrung in bezug auf kritische Belastungszustände verfügt, als in gängige Bemessungsansätze, speziell in das Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991), eingeflossen ist. Daher sollte die Dimensionierung des Belebungsbeckens - in Anbetracht des fallweisen Auftretens von Nitrifikationshemmung - sowie die Auslegung der Belüftungsaggregate, die jederzeit den Sauerstoffbedarf der Mikroorganismen vollständig abdecken müssen, nach dem Arbeitsblatt A 131 erfolgen. Somit wäre noch zu ergänzen, daß die Erfahrungen von halbtechnischen Versuchen, wenn diese über ein Jahr hinweg durchgeführt wurden, weder mit der dynamischen Simulation noch mit dem Arbeitsblatt A 131 aufgewogen werden können.

Da der Nitrifikationsprozeß im Vergleich zum Kohlenstoffabbau kinetisch verhältnismäßig einfach und genau beschrieben werden kann, werden die diesbezüglichen, mit Hilfe der dynamischen Simulation getroffenen Vorhersagen relativ genau eintreffen, falls keine Phänomene der Nitrifikationshemmung auftreten und der pH-Wert im Belebungsbecken ausreichend hoch ist. Derzeit stellt der Zusammenhang zwischen Alkalität und pH-Wert in der allgemeinen Diskussion noch ein offenes Problem dar. So ist es zwar mit Hilfe des ASM1 möglich, die Alkalität im dynamischen Verlauf zu errechnen. Für die Ermittlung des pH-Werts, der letztlich für die Prozeßraten, speziell für die Nitrifikation, von entscheidendem Einfluß ist, steht zur Zeit allerdings noch kein allgemein anerkanntes Modell zur Verfügung.

Der Kohlenstoffabbau wird im ASM1 mit Hilfe von 3 kinetischen Prozessen (Wachstum und Zerfall von X_H sowie Hydrolyse) beschrieben, wobei nur 2 dieser 3 Prozesse im Modell unter anoxischen Bedingungen langsamer verlaufen als unter aeroben, nämlich Wachstum und Hydrolyse. Dieses einfache Konzept ist im Grunde nicht ausreichend, um den Kohlenstoffabbau bei unterschiedlichen Umweltbedingungen mit den gleichen Modellparametern genau zu erfassen. So wurde ausgeführt, daß sich aus dem ASM1 bei gleichem Schlammalter und gleicher Temperatur unabhängig vom anoxischen Anteil der gleiche Überschußschlammanfall ergibt, während in der Praxis ein tendentiell höherer spezifischer

ÜS-Anfall bei einem größeren Anteil an anoxischen Zonen und sonst gleichen Bedingungen beobachtet wurde. Weiters wurde beobachtet, daß bei Belebtschlamm, der einer Anlage entnommen wurde und über mehrere Tage hinweg weiterbelüftet wird, die Kohlenstoffatmung in der Realität wesentlich langsamer abnimmt als die Konzentration an heterotropher Biomasse X_H bei der Simulation. Insgesamt deuten diese Beobachtungen darauf hin, daß die Zerfalls- und Hydrolyseprozesse im ASM1 die Realität nur sehr ungenau wiedergeben.

7 Schlußbemerkung

Mit der Anwendung der dynamischen Simulation wird es möglich, das Verhalten von Belebtschlammssystemen unter schwankenden Belastungsverhältnissen zu erkunden. Dabei darf jedoch nicht erwartet werden, daß man mit diesem Werkzeug Aufschluß über alle Phänomene erhält, die im speziellen Anwendungsfall in der Realität beobachtet werden. Letztlich kann das Ergebnis einer Simulationsrechnung nur das Wissen widerspiegeln, das der oder die "Modellierer" in das zugrunde liegende Modell eingebracht haben.

8 Literatur

- Andrews, J.F. (1968) A mathematical model for the continuous culture of microorganisms utilizing inhibitory substrates. *Biotechnol. Bioengrg.* 10, 707 - 723
- ATV (1991) Arbeitsblatt A 131: Bemessung und Betrieb von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnergleichwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin.
- ATV (Arbeitsgruppe 2.11.4) (1996) Simulation von Kläranlagen. Interner Entwurf zum 1. Arbeitsbericht; dzt. noch in Arbeit, daher unveröffentlicht.
- Betteridge, H.T. (ed.) (1968) Cassell's German & English Dictionary. 12. Ausgabe. Cassell & Company Ltd., London, England.
- Dold, P.L., Ekama, G.A., Marais, G.v.R. (1980) A general model for the activated sludge process. *Prog. Wat. Tech.* 12 (Tor.), 47 - 77
- Dold, P.L., Marais, G.v.R. (1986) Evaluation of the general activated sludge model proposed by the IAWPRC task group. *Wat. Sci. Techn.* 18 (6), 63 - 89
- Ekama, G.A., Marais, G.v.R. (1978) The dynamic behaviour of the activated sludge process. Research report No. W27, University of Cape Town, Dept. of Civil Eng. (3 Volumes)
- Ekama, G.A., Dold, P.L., Marais, G.v.R. (1986) Procedures for determining influent COD fractions and the maximum specific growth rate of heterotrophs in activated sludge systems. *Wat. Sci. Techn.* 18 (6), 91 - 114

- Grady Jr., C.P.L., Gujer, W., Henze, M., Marais, G.v.R., Matsuo, T. (1986) A model for single-sludge wastewater treatment systems. *Wat. Sci. Techn.* 18 (6), 47 - 61
- Gujer, W. (1985) Ein dynamisches Modell für die Simulation von komplexen Belebtschlammverfahren. Habilitationsschrift. ETH Zürich bzw. EAWAG, Dübendorf.
- Gujer, W. (1991) Biologische Abwasserreinigung. Vorlesungsskriptum.
- Gujer, W. (1992) Activated sludge simulation programme - ASIM, Version 2.1, MS-DOS, public domain.
- Gujer, W., Kappeler, J. (1992) Modelling population dynamics in activated sludge systems. *Wat. Sci. Techn.* 25 (6), 93 - 103
- Gujer, W. (1996) Internes Papier zum Entwurf des 1. Arbeitsberichtes der ATV-Arbeitsgruppe "Simulation von Kläranlagen".
- Henze, M., Grady, C.P.L., Gujer, W., Marais, G.v.R., Matsuo, T. (1987) Activated sludge model No.1. Scientific and Technical Report No. 1, IAWPRC, London, England.
- Henze, M. (1992) Characterization of wastewater for modelling of activated sludge processes. *Wat. Sci. Techn.* 25 (6), 1 - 15
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M.C., Marais, G.v.R. (1996) Activated sludge model No.2. Scientific and Technical Report No. 3, IAWQ, London, England.
- Herbert, D. (1958) zit. in Henze *et al.* (1987)
- Jeppsson, U. (1996) Modelling aspects of wastewater treatment processes. PhD thesis. Department of Industrial Electrical Engineering and Automation. Lund Institute of Technology (LTH), Schweden.
- Kappeler, J. (1992) Populationsdynamik in Belebungsanlagen: "Aerober Blähschlamm". Diss. ETH Nr. 9793, Zürich.
- Kappeler, J., Gujer, W. (1992) Estimation of kinetic parameters of heterotrophic biomass under aerobic conditions and characterization of wastewater for activated sludge modelling. *Wat. Sci. Techn.* 25 (6), 125 - 139
- Keil, S., Nowak, O. (1992) Kläranlage Wolfgangsee-Ischl. *Wiener Mitteilungen - Band 100*, D 1 - D 40
- Kühn, V. (1997) Persönliche Mitteilung.
- Liebeskind, M. (1994) Ermittlung von praxisherechten Versuchskombinationen zur reproduzierbaren Bestimmung von Parametersätzen für die Simulation von Abwasserreinigungsanlagen. Kurzbezeichnung: PASIOS. Abschließender Bericht zum Forschungsvorhaben. Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen.
- Ljung, L., Glad, T. (1991) zit. in Jeppsson (1996)
- Marais, G.v.R., Ekama, G.A. (1976) The activated sludge process - Part 1: Steady state behaviour. *Water SA* 2, 163 - 200
- McCarty, P.L. (1965) Thermodynamics of biological synthesis and growth. *Advances in Water Poll. Res.*, Proc. of the 2nd Int.Conf., Tokyo 1964, Pergamon Press 2, 169 - 199
- Monod, J. (1949) The growth of bacterial cultures. *Ann. Rev. Microbiol.* 3, 371 - 394
- Müller, V. (1994) Untersuchungen der Hydrolyseaktivität unter verschiedenen Milieubedingungen in kommunalen Abwässern. Diplomarbeit am Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden.
- Müller, V. (1997) Modellkalibrierung anhand der Ergebnisse von halbtechnischen Versuchen. *Wiener Mitteilungen - Band 137*.

- Nielsen, M.K., Önnerth, T.B. (1995) Improvement of a recirculating plant by introducing star control. *Wat. Sci. Techn.* 31 (2), 171 - 180
- Novák, L., Larrea, L., Wanner, J. (1995) Mathematical model for soluble carbonaceous substrate biosorption. *Wat. Sci. Techn.* 31 (2), 67 - 77
- Nowak, O., Schweighofer, P., Svardal, K. (1994) Nitrification inhibition - A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Wat. Sci. Techn.* 30 (6), 9 - 19
- Nowak, O., Svardal, K., Schweighofer, P. (1995) The dynamic behaviour of nitrifying activated sludge systems influenced by inhibiting wastewater compounds. *Wat. Sci. Techn.* 31 (2), 115 - 124
- Nowak, O. (1996 a) Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß. Dissertationsschrift. *Wiener Mitteilungen - Band 135*.
- Nowak, O. (1996 b) Optimierung der N-Entfernung im Zusammenwirken von Indirekt-einleiter und kommunaler Kläranlage. *Wiener Mitteilungen - Band 129*, 321 - 347
- Prendl, L. (1997) Modellanwendung bei Belebungsanlagen mit Neigung zur Blähschlamm Bildung. *Wiener Mitteilungen - Band 137*.
- Procter, P. *et al.* (1995) Cambridge International Dictionary of English. Cambridge University Press, England.
- Ramkrishna, D., Frederickson, A.G., Tsuchiya, H.M. (1966) The dynamic of microbial propagation: Models considering endogenous metabolism. *J. gen. appl. Microbiol.* 12, Tokyo, 311-327
- Schweighofer, P. (1994) Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Meßdaten. *Wiener Mitteilungen - Band 116*, G 1 - G 41
- Schweighofer, P. (1997) Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung. Dissertationsschrift. *Wiener Mitteilungen (in Vorbereitung)*.
- Sollfrank, U. (1988) Bedeutung organischer Fraktionen in kommunalem Abwasser im Hinblick auf die mathematische Modellierung von Belebtschlammssystemen. Diss. ETH Nr. 8765, Zürich.
- Vanrolleghem, P. (1994) On-line modelling of activated sludge processes: development of an adaptive sensor. Dissertationsschrift, Fakultät Landbouwkundige en Toegepaste Biologische Wetenschappen, Universiteit Gent, Belgien.
- Wanner, O., Kappeler, J., Gujer, W. (1992) Calibration of an activated sludge model based on human expertise and on a mathematical optimization technique - a comparison. *Wat. Sci. Techn.* 25 (6), 141 - 148
- Warner, A.P.C., Ekama, G.A., Marais, G.v.R. (1986) The activated sludge process - Part 4: Application of the general kinetic model to anoxic-aerobic digestion of waste activated sludge. *Wat. Res.* 20, 943 - 958

Dipl.Ing. Dr. Otto Nowak
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/226

Tel.: +43/1/58801 - 3143
Fax: +43/1/504 21 57
E-Mail: onowak@iwag.tuwien.ac.at

Modellkalibrierung anhand der Ergebnisse von halbtechnischen Versuchen

Volker Müller

Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, Technische Universität Dresden

Kurzfassung: In diesem Beitrag sind Erfahrungen dargestellt, die bei der Modellkalibrierung und Simulation einer halbtechnischen Versuchsanlage für den Ausbau einer Kläranlage der Größenklasse 5 zur Nitrifikation/Denitrifikation gesammelt wurden. Die mögliche Methodik zur Ermittlung der Abwassercharakteristik sowie der stöchiometrischen und kinetischen Parameter des IAWQ-Modells Nr. 1 wird diskutiert. Am konkreten Beispiel wird die Vorgehensweise bei der Erstellung eines Simulationsmodells und dessen Verifizierung im stationären und im dynamischen Zustand geschildert.

Stichwörter: Modellkalibrierung, Abwassercharakterisierung, Simulation, Parameterbestimmung

1 Einleitung

Die Modellierung von Belebtschlammanlagen als Hilfsmittel für Planung und Betrieb gewinnt zunehmend an Bedeutung. Gleichzeitig wird die Zahl der verfügbaren Modelle, zu bestimmenden Parameter und Rohabwasserfraktionen immer größer und daher weniger überschaubar. In dem Maße, wie durch die Erarbeitung von Modellen das Wissen über die komplexen Zusammenhänge beim Belebtschlammverfahren zunimmt, steigen auch die Anforderungen an Menge und Qualität von verfügbaren Daten.

Es gibt zur Zeit keine einheitliche Methodik für die Bestimmung der Eingangsgrößen für die Modellierung. Ebenso fehlen bisher Handlungsanleitungen für die Vorgehensweise bei der Simulation, um die allseitige Reproduzierbarkeit zu verbessern. Nachvollziehbare Beschreibungen von Modellkalibrierungen und Simulationsläufen erscheinen vor diesem Hintergrund von allgemeinem Interesse.

Die Anwendung von Modellen für die Bemessung ist nur an bereits vorhandenen (ggf. zu ertüchtigenden) Anlagen bzw. an versuchstechnischen Aufbauten durchführbar. Im folgenden sollen beispielhaft Erfahrungen vorgestellt werden, die bei der Simulation einer halbtechnischen Versuchsanlage gesammelt wurden. Die Untersuchungen wurden im Zeitraum von Juni 1995 bis Juni 1996 für den Ausbau der Kläranlage Dresden (Größenklasse 5) zur Nitrifikation/Denitrifikation durchgeführt.

Die Durchführung der Simulation war ein Teilbereich der umfangreichen Gesamtuntersuchungen. Das Ziel der Simulation mit Hilfe des "Activated Sludge Model No.1" (Henze *et al.*, 1987) bestand in der Erarbeitung eines den Bedingungen vor Ort angepaßten Modells an Hand der Versuchsanlage. Es ist geplant, das Modell nachfolgend als Hilfsmittel für die Bemessung einzusetzen.

2 Grundlagen der Modellkalibrierung

2.1 Vorbemerkungen

Ein Modell kann allgemein beschrieben werden als eine vereinfachte Nachbildung wesentlicher Strukturen und Funktionen komplizierter und komplexer Objekte der Wirklichkeit, um eine bestimmte Aufgabe zu lösen, deren Bewältigung am Original unmöglich oder unzweckmäßig wäre. Ein Modell ist demnach immer nur ein vereinfachtes Abbild der Realität und kann diese nur so genau berücksichtigen, wie sie bei der Modellbildung eingegeben wurde.

In den vergangenen Jahren ist die dynamische Simulation von einstufigen Belebtschlammmanlagen immer häufiger ausgeführt worden. Zumeist wurde dabei das von einer Arbeitsgruppe der IAWQ im Jahre 1986 vorgestellte mathematische Modell für die Simulation von Belebungsanlagen zu Grunde gelegt (Henze *et al.*, 1987). Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf dieses Modell.

In die in dem Modell enthaltenen Umwandlungsprozesse gehen Zuflußgrößen, Stöchiometrie und die jeweilige Kinetik ein. Der Festlegung der darin enthaltenen Parameter (z.B. Wachstumsraten, Halbsättigungskoeffizienten, etc.) und der Zuflußfraktionen (z.B. gelöste und partikuläre CSB- und Stickstofffraktionen) kommt daher bei der Simulation eine große Bedeutung zu.

Ebenso sorgfältig muß aber auch das "System", d.h. der verfahrenstechnische Rahmen, für den das Modell erstellt werden soll, definiert werden.

Der Ausgangspunkt für die Modellierung ist die Erhebung von Daten an einer Belebungsanlage. Mit den auf Plausibilität geprüften Daten ist eine Bilanz erstellbar. Diese zwei Gegebenheiten stellen Grundvoraussetzungen für eine Simulation dar. Die Bestimmung von Modellparametern und -fraktionen kann durch

- Versuche (bevorzugt durch Batchtests),
- Modellanpassung (*model-fitting* = iterative Ermittlung mit Hilfe des Modells),
- eine Verknüpfung von Versuch und Modellanpassung (Kappeler und Gujer, 1992) sowie
- Bilanzen

vorgenommen werden. Für die meisten Parameter und die Fraktionierung des Zulaufs existieren zuverlässige Erfahrungswerte, deren Größenordnungen sich in relativ engen Grenzen bewegen. Daher kann zur Reduzierung des Aufwandes die Bestimmung insbesondere der kinetischen und stöchiometrischen Parameter mitunter eingeschränkt werden. Für die Ermittlung der Zulauffraktionierung sollte dagegen auf Versuche nicht verzichtet werden.

Tests zur Ermittlung der kinetischen und stöchiometrischen Konstanten sowie der Rohabwasserzusammensetzung sind aufwendig. Mit dem Bestreben, diesen Aufwand durch einfache Versuchsanordnungen zu reduzieren, wächst gleichzeitig die Zahl der Fehlermöglichkeiten. Im Ergebnis liefern Versuche zur Parameterbestimmung oft nur streuende Ergebnisse in einem typischen Bereich (s. Abschnitt 4.4). Hilfreich für die Bewertung von Versuchsergebnissen ist die schon erwähnte relative Konstanz einer ganzen Reihe von Parametern für unterschiedliche Kläranlagenstandorte.

Zumeist ist eine Aussage über die Größenordnung des zu ermittelnden Parameters bereits ein entscheidender Hinweis. Der für das Modell zutreffende Wert muß gemeinsam mit den übrigen Modellparametern abgeglichen werden.

2.2 Analysedaten und Plausibilität

Von nicht zu unterschätzender Bedeutung für eine zuverlässige Modellierung sind die Meß- und Analysenwerte.

Die gesammelten Analysedaten sollten in einer Massenbilanz nachprüfbar sein (Chemischer Sauerstoffbedarf, Stickstoff, Phosphor; 24-Stunden-Mischproben in Zu- und Ablauf, Stichproben aus dem Prozeß). Grundsätzlich sind die Volumenströme zu erfassen. Zu den kontinuierlich zu messenden Prozeßgrößen gehören pH-Wert, Temperatur, Sauerstoffkonzentration und ggf. die anorganischen Stickstoffkonzentrationen. Quantitative und qualitative Aussagen bezüglich der Atmungsaktivität und der Schlammbeschaffenheit vervollständigen die Datenbasis. Für die Verifizierung des dynamischen Verhaltens einer Anlage sind Tagesgänge verschiedener Meß- und Analysengrößen erforderlich.

Bei der Interpretation von Meßwerten ist ein hohes Maß an Sachkenntnis und Erfahrung notwendig, um die untersuchten Parameter entsprechend zu werten und zu nutzen. Es gilt gerade bei der Ermittlung von Werten für die Bemessung und Simulation, "wahre" Daten zu ermitteln.

Bei der Plausibilitätsprüfung chemischer Analysedaten ist die Anwendung der folgenden Verfahrenswege sinnvoll (Kühn, 1996).

1. Vergleich der erreichten Konzentrationen mit Erfahrungswerten
Da inzwischen ausreichend Meßwerte für kommunales Abwasser vorliegen, ist eine Interpretation erhaltener Analysewerte ohne weiteres möglich.
2. Untersuchung der Verhältnisse der verschiedenen Parameter untereinander
Grundsätzlich läßt sich durch die Verhältnisbildung bestimmter Parameter eine Charakterisierung des vorliegenden Abwassers durchführen.
3. Aufstellung von Bilanzen mit geeigneten Parametern
Besonders eignen sich die Parameter CSB und Phosphor für die Ermittlung geschlossener Massenbilanzen. Eine sich schließende Bilanz (Wiederfindungsraten zwischen 90 und 110 %) zeigt die Richtigkeit der gemessenen Daten an.

2.3 Bilanzen

Die Erstellung von Massenbilanzen einer betrachteten Anlage ist für die Simulation unerlässlich, da - abgesehen von der Überprüfung der Analyse- und Betriebsdaten - an Hand der Übereinstimmung zwischen Modell und Bilanz die Verifizierung eines Modells erfolgen muß. Eine ausführliche Darstellung dieser Zusammenhänge erfolgt durch Nowak (1997).

2.4 Abwassercharakterisierung und Parameterbestimmung

2.4.1 Vorbemerkung

Zu den veröffentlichten Simulationsmodellen gehören Parameterlisten, deren Angaben als Vorzugswerte bei der Modellbildung verwendet werden können. Jedoch ist bei der Anwendung von Parametersätzen aus anderen geographischen Gebieten mit jeweils unterschiedlichen klimatischen, gesetzlichen und kulturellen Voraussetzungen Vorsicht bei der Übertragung auf die Verhältnisse vor Ort geboten.

Bereits zur Veröffentlichung des "Activated Sludge Model No.1" wurde darauf hingewiesen, daß von den Parametern des Modells acht Parameter als konstant angenommen werden können und nicht bestimmt werden müßten (Tabelle 1, Henze *et al.*, 1987):

Tabelle 1: Parameter, die als konstant angenommen werden können (nach Henze *et al.*, 1987)

Konstante Parameter			
Y_A	i_{XB}	$K_{O,H}$	K_{NO}
b_A	i_{XP}	$K_{O,A}$	f_p

Y_A	Zellertrag der autotrophen Biomasse	(g CSB/g N)
b_A	Zerfallsrate der autotrophen Biomasse	(1/d)
i_{XB}	Stickstoffgehalt in der Biomasse (X_H bzw. X_A)	(g N/g CSB)
i_{XP}	Stickstoffgehalt in XP	(g N/g CSB)
$K_{O,H}$	Halbsättigungskonstante bezüglich Sauerstoff, heterotrophe Biomasse	(g CSB/m ³)
$K_{O,A}$	Halbsättigungskonstante bezüglich Sauerstoff, autotrophe Biomasse	(g CSB/m ³)
K_{NO}	Halbsättigungskonstante bezüglich Nitrat/Nitrit	(g CSB/m ³)
f_p	inertes, partikulärer Anteil in der Biomasse	(g CSB/g CSB)

Von den 13 Fraktionen des Modells, die im Zulauf enthalten sind, können sechs gelöste Fraktionen analytisch bestimmt werden (Tabelle 2).

Tabelle 2: Fraktionen, die analytisch gemessen werden können

Fraktionen, analytisch meßbar			
S_{NH}	S_{ND}	S_O	(S_i)
S_{NO}	S_{ALK}		

S_{NH}	Ammonium	(g N/m ³)
S_{NO}	Nitrat + Nitrit	(g N/m ³)
S_{ND}	gelöster, organischer Stickstoff	(g N/m ³)
S_{ALK}	Alkalität	(g N/m ³)
S_{O_2}	Sauerstoff (= "negativer CSB")	(g O ₂ /m ³)
S_i	gelöster, inerte CSB	(g CSB/m ³)

Die meisten der verbleibenden Parameter und Fraktionen lassen sich mit unterschiedlich großem Aufwand und unterschiedlicher Genauigkeit mit Hilfe verschiedener Methoden ermitteln. Eine Übersicht über die verfügbare Methodik gibt beispielsweise Henze (1987, 1992, 1995).

Nur ein Teil der Parameter ist wichtig hinsichtlich der Simulationsergebnisse. Die Sensitivität ist u.a. vom Schlammalter abhängig. Das wird an dem folgenden Beispiel verständlich: Auf eine Modellbiozönose mit einem niedrigen Schlammalter besitzt die heterotrophe Wachstumsrate einen wesentlichen Einfluß, da der bestimmende Prozeß das heterotrophe Wachstum darstellt. Nahezu ohne Einfluß bleibt derselbe Parameter dagegen bei einem höheren Schlammalter infolge der zunehmenden Rolle der Absterbeprozesse. Das heißt, die heterotrophe Absterberate gewinnt an Bedeutung, die wiederum bei kleinem Schlammalter weitgehend ohne Gewicht ist.

Eine Zusammenstellung wichtiger Parameter ist beispielsweise bei Liebeskind (1994) zu finden. Danach sind folgende Parameter von großem Einfluß:

- Wachstum der heterotrophen und autotrophen Biomasse ($\mu_{max,H,A}$),
- Absterben der heterotrophen und autotrophen Biomasse ($b_{H,A}$),
- Ertragskoeffizient (Yield) der heterotrophen Biomasse (Y_H),
- CSB-Anteile im Zulauf (S_s, X_s, S_i, X_i),
- Hydrolyserate (k_h),
- Halbwertskoeffizient der autotrophen Biomasse für Ammonium (K_{NH}),
- Halbwertskoeffizient der heterotrophen Biomasse für Substrat (K_s).

Ein Vergleich dieser Zusammenstellung mit Tabelle 1 offenbart Widersprüche hinsichtlich der Wichtigkeit oder Unwichtigkeit von Parametern (hier: Absterberate der autotrophen Biomasse b_A). Der Einfluß einzelner Parameter sollte daher stets im konkreten Zusammenhang geprüft werden.

An dieser Stelle sei noch auf den Zusammenhang und die Zusammengehörigkeit einer ganzen Reihe von Parametern verwiesen. Die Ausweisung eines Parameters als "wichtig" zieht nach sich, daß die mit diesem Parameter in Beziehung stehenden Parameter ebenfalls von Bedeutung sind. Stellt sich beispielsweise die Hydrolyserate k_H als wichtig heraus, so gewinnt der Korrekturfaktor η_h für die anoxische Hydrolyse gleichermaßen an Einfluß, denn er bestimmt letztlich die Größe der Hydrolyserate im anoxischen Milieu.

Der Untersuchungsaufwand wird letztlich vorgegeben durch die erforderliche Güte der Simulation, die Abweichungen der Verhältnisse vor Ort von üblichen Werten sowie durch die Erfahrung des Ausführenden. Die Aufstellung eines jederzeit gültigen Programmes für die Bestimmung von Parametern und Fraktionen ist auf Grund der genannten Abhängigkeiten nicht möglich.

2.4.2 Bestimmung von Parametern und Fraktionen durch Versuche

Die praktische Bestimmung erfolgt im wesentlichen durch differenzierte Batchversuche oder kontinuierliche Tests unter Messung der Sauerstoffverbrauchsrate (Atmungsmessungen).

Die von verschiedenen Autoren empfohlenen Bestimmungsverfahren werden nach gleichen Grundlagen durchgeführt, allerdings ist die versuchstechnische Ausführung unterschiedlich - und im allgemeinen auch die Ergebnisse. Letztlich ergibt sich aber im Regelfall jeweils die zutreffende Größenordnung des gesuchten Parameters.

Einen nicht zu unterschätzenden Einfluß auf den ermittelten Wert eines im Batchtest bestimmten Parameters hat die jeweilige Auswertungsmethode (z.B. Bestimmung der Halbsättigungskonstante bezüglich Ammonium, K_{NH}). Es kann gezeigt werden, daß beispielsweise die üblichen Methoden zur Linearisierung von zwei- und dreiparametrischen Gleichungen jeweils zu verschiedenen Ergebnissen führen.

Zudem ergibt sich aus der Struktur der Monod-Gleichung, mit deren Hilfe die meisten Prozesse im Modell beschrieben werden, daß für einen einzelnen Meßwert eine Vielzahl an Parameterkombinationen zutreffen kann. Zum Beispiel kann für eine aktuelle Wachstumsrate μ eine ganze Reihe von Kombinationen von μ_{max} und k_s richtig sein. Gravierende Fehler zeigen sich in

diesem Fall erst dann, wenn die Substratkonzentration in weiten Bereichen variiert wird.

Insbesondere der Anteil der leicht abbaubaren CSB-Fraktion S_S im Zulauf ist mit Hilfe von aeroben oder anoxischen Batchtests feststellbar. Für deren Bestimmung aus den Atmungsmessungen ist aber bereits der heterotrophe Yield Y_H erforderlich, das heißt, dieser muß vorher bestimmt oder angenommen werden.

Einige Parameter, wie der Korrekturfaktor für die Hydrolyse unter anoxischen Bedingungen η_h (Verhältnis aerober zu anoxischen Hydrolyserate), können zwar versuchstechnisch gemessen werden, die Ergebnisse der verwendeten Batchtests sind allerdings in jedem Fall anhand der Versuchsergebnisse (Bilanzierungen) zu verifizieren, zumal bei Batchtests unmittelbar nach Entnahme aus dem kontinuierlich durchflossenen Reaktor bereits anderen Verhältnisse vorliegen.

Weitere Parameter, insbesondere Wachstums- und Zerfallsraten, stehen in einem Zusammenhang und sind sowohl meßtechnisch als auch rechnerisch schwer voneinander zu trennen.

Angesichts der Unsicherheiten, die mit der Ausführung von Versuchen zur Parameterbestimmung und zur Zulauffraktionierung verbunden sind, ist es durchaus praktikabler, eine Vorgehensweise über Modellanpassung und Bilanzierung unter Einbeziehung von Schätzwerten zu wählen.

2.4.3 Bestimmung von Parametern und Fraktionen durch Modellanpassung (model fitting)

Je nach dem Ziel einer durchzuführenden Simulation kann oder muß eine iterative Ermittlung der Parameter oftmals genügen. Erleichtert wird diese Vorgehensweise durch eine Bilanzierung sowie die Einbeziehung bereits weitgehend der Realität entsprechende Parameter aus Erfahrungswerten. Ein anschließender Abgleich aller Parameter anhand der CSB- und N-Bilanz ist unerlässlich.

Kappeler und Gujer, (1992), kombinieren für die Parameterermittlung Simulation und Versuch, so daß sich die maßgeblichen Parameter sowie die

Rohabwasserzusammensetzungen durch einfache Batchtests zum Sauerstoffverbrauch mit anschließender Modellkalibrierung bestimmen lassen.

2.4.4 Bestimmung von Parametern und Fraktionen durch Bilanzierung

Die Bilanzierung ist ein grundlegendes Werkzeug für die Beschreibung einer Kläranlage als auch für die Modellkalibrierung. Einzelne Parameter ergeben sich aus der Bilanz oder können mit ihrer Hilfe abgeschätzt werden. Dazu zählen beispielsweise hinsichtlich des CSB-Abbaus einschließlich Denitrifikation

- der Anteil der inert-partikulären CSB-Fraktion X_I im Zulauf und
- die Fraktion des inert-partikulären Anteils in der Biomasse f_p , für die Nitrifikation
- die maximale Wachstumsrate der autotrophen Biomasse $\mu_{A,max}$ und
- die Zerfallsrate b_A .

2.5 Rahmenbedingungen bei der Simulation

Die Qualität einer Modellvoraussage hängt im wesentlichen ab von der Qualität der Rohabwassercharakterisierung und von der Kalibrierung des Modells (Henze *et al.*, 1995).

Soweit wichtige Größen im Betrieb einer Anlage beeinflussbar sind (t_{TS} , $S_{O,BB}$, Steuerungen, Regelungen), ist darauf zu achten, diese im Vorfeld der Messungen "bilanzierbar" und "simulierbar" zu gestalten, das heißt, sie müssen meßtechnisch erfaßt werden und innerhalb der Modellgrenzen nachzubilden sein.

Es wird davon ausgegangen, daß ein spezifisches Abwasser eine ganz bestimmte Charakteristik bezüglich der Zusammensetzung in Fraktionen besitzt. Tatsächlich jedoch können Verschiebungen innerhalb dieser Fraktionierung des Zulaufes, zum Beispiel im Tagesgang, festgestellt werden.

Einen Einfluß darauf haben all jene Faktoren, die auf das zufließende Rohabwasser vom Anfallort bis zum Belebungsbecken einwirken. Im Einzelnen sind dazu zu zählen:

- die Verfahrensschritte und deren Betriebsweise vor der biologischen Stufe,
- Vorabbau im Kanalnetz (abhängig von: Temperatur, Struktur und Beschaffenheit des Kanalnetzes),
- Indirekteinleiter und
- Trockenwetter/Regenwetter.

Für die Modellparameter sind gute Abschätzungen verfügbar, die auch für verschiedene Anlagen repräsentativ sind, solange es sich beim Rohabwasser um häusliches Abwasser handelt. Für abweichende Rohabwasserzusammensetzungen, insbesondere bei einem erhöhten Gewerbeanteil im Rohabwasser, besteht dagegen die unbedingte Notwendigkeit zur Durchführung von Parameteruntersuchungen, u.U. sind beim Auftreten von Hemmungen abweichende Kinetiken zu berücksichtigen.

Interne und externe Störungen des Anlagenbetriebs können sowohl zu einer Beeinträchtigung der Bilanzierung als auch der Modellierung führen. Da insbesondere Versuchsanlagen im Regelfall nicht auf Redundanz ausgelegt werden, muß bei einer Betriebsstörung mit einer Beeinträchtigung der biologischen Prozesse im Belebungsbecken gerechnet werden (z.B. Unterbrechung der Sauerstoffversorgung). Diesbezügliche Auswirkungen sind meist schlecht quantifizierbar und können daher sowohl die Bilanzierung als auch nachfolgend die Modellierung beeinträchtigen.

Eine externe Störung ist beispielsweise in einer plötzlichen Veränderung der Zulaufwassermenge (Kanalgrundräumung) oder einem plötzlichen Temperatureinbruch zu sehen, deren Auswirkungen auf die biologischen Vorgänge im Belebungsbecken sowohl in der Bilanz als auch bei der Erzeugung eines stationären Zustandes im Modell unberücksichtigt bleiben müssen.

Die Vielzahl der zu beachtenden Randbedingungen und Störungsmöglichkeiten macht deutlich, daß hinsichtlich der möglichen Übereinstimmung des Modells mit der realen Anlage Grenzen gesetzt sind.

2.6 Allgemeine Vorgehensweise bei der Modellierung

Für die dynamische Abbildung einer Belebungsanlage hat sich folgende Vorgehensweise bewährt:

- Untersuchungen zur Verifizierung des Modells für **einzelne Meßtage** bei unterschiedlichen Temperaturen. Die Charakteristik über längere Zeiträume (Sommer/Winter) kann erfaßt werden. Das Modell wird für einen mittleren Zustand abgeglichen.
- Untersuchungen über einen zusammenhängenden **Zeitraum** von beispielsweise ein bis zwei Schlammalter zuzüglich einer bilanzierungsfähigen Routineanalytik im vorangegangenen Zeitraum. Unterschiede infolge des Temperatureinflusses werden bei dieser Vorgehensweise nicht erfaßt. Das Modell wird für den Untersuchungszeitraum abgeglichen und damit die Charakteristik dieses Zeitraumes wiedergegeben.
- Verifizierung im Rahmen eines Meßprogrammes durch die bewußte Herbeiführung besonderer **Betriebszustände** an der realen Anlage (beispielsweise Ausschalten der Belüftung über eine vertretbare Zeit). Erst durch eine ausgeprägte Modellantwort (Tagesganglinie) ist eine Verifizierung möglich. Der Temperatureinfluß wird dabei nicht erfaßt.

Ein grundlegender Gedanke für eine Strategie der Simulation ist nach Kristensen *et al.* (1993), so wenig wie möglich Konstanten zu verändern. Tatsächlich unterscheidet sich - wie schon erwähnt - an den meisten Anlagen eine Vielzahl von Parametern nicht signifikant.

Am Anfang der Modellierung steht die Festlegung des Systems. Unter dem Begriff "System" werden die Reaktorkonfiguration, das Fließschema und die Definition der Transport- und Durchmischungsprozesse verstanden. Es ist wichtig, daß das System mit der gleichen Sorgfalt definiert wird, mit der auch die Umwandlungsprozesse charakterisiert werden (Einbeziehung Nachklärbecken, hydraulisches Verhalten der Reaktoren).

Die Kalibrierung erfolgt im Anschluß an die Systemdefinition und kann in zwei Schritte unterteilt werden:

- stationäre Simulation (Steady-state),
- dynamische Simulation.

Im ersten Schritt wird ein stationärer Zustand erzeugt, d.h. das Modell errechnet aus der gegebenen Kinetik, der Anlagenkonfiguration und den Zulaufbedingungen über mehrere Schlammalter einen Betriebspunkt. Dieser Vorgang entspricht dem Einfahren einer Kläranlage. Im stationären Zustand sind alle Ableitungen nach der Zeit in den Massenbilanzen des Modells gleich Null, ebenso müssen die Kontrollgrößen (Durchfluß, Rezirkulation, Belüftung, Konzentrationen im Zufluß) konstant sein. In Experimenten mit Abwasser ist es kaum möglich, einen wirklichen stationären Zustand einzuhalten, Mittelwerte über längere Zeit (mehrere Schlammalter) können aber als "pseudo"-stationär interpretiert werden (Gujer, 1985).

Für den Vergleich Modell - Realität im stationären Zustand werden 24-Stunden-Mischproben genutzt. Die gemessenen und bilanzierten Größen können zum Vergleich zwischen Modell und Realität herangezogen werden. Zweckmäßig für einen Vergleich sind folgende Parameter:

- Ablaufkonzentrationen
- Belebtschlammkonzentration
- Wirkungsgrad der CSB- und N-Entfernung
- Überschussschlammproduktion (CSB-ÜS, N-ÜS)
- denitrifizierte Stickstofffracht
- Sauerstoffverbrauch.

Die analogen Werte aus dem Modell werden größtenteils über die stöchiometrischen Beziehungen errechnet.

Der zweite Schritt ist die dynamische Simulation. Es werden Angaben zur Konzentration von CSB, TKN, NO_x^- und NH_4^+ im Zu- und Ablauf in der 2-

Stunden-Mischprobe sowie Umsatzraten in den aeroben und anoxischen Beckenzonen benötigt. Zusätzlich sind on-line gemessene Daten bezüglich Sauerstoff, Ammonium und Nitrat in den Reaktoren empfehlenswert. Eine möglichst umfassende Gesamtheit an Informationen erlaubt eine weitgehende Verifikation des Modells. Mit dem gemessenen Tagesgang der maßgeblichen Frachten im Zulauf wird die dynamische Simulation durchgeführt. Die Systemantwort wird auf die Güte ihrer Annäherung an die Meßwerte im Prozeß bzw. im Ablauf untersucht.

Im folgenden wird die Vorgehensweise zur Verifizierung eines Modells an Hand halbtechnischer Untersuchungen im Rahmen der Erweiterung einer Kläranlage der Größenklasse 5 dargestellt.

3 Halbtechnische Versuchsanlage

3.1 Aufbau

Die Einrichtungen für die halbtechnischen Versuche bestanden aus einer Einheit zur mechanischen Vorreinigung des Rohabwassers mit einer Vorklärzeit von etwa 0,5 bis 0,6 Stunden sowie aus zwei parallel betriebenen biologischen Stufen mit vorgeschalteter Denitrifikation nach dem Kaskadenprinzip. Das Volumen des Belebungsbeckens bei beiden Anlagen betrug je 15 m^3 . Der Überschussschlammabzug erfolgte direkt aus den Belebungsbecken. Damit wurde für eine Anlage ein Schlammalter von 10 d, für die andere Anlage ein Schlammalter von 15 d eingestellt. Durch flexible Leitungsführung waren unterschiedliche Betriebsweisen an beiden Anlagen möglich. Die Nachklärbecken waren als vertikal durchströmte Dortmundbrunnen ausgebildet.

Für den Betrieb der Anlagen wurden umfangreiche Meß-, Steuer- und Regelmöglichkeiten installiert (Abbildung 1). Durchflußmengen, Sauerstoffgehalt in den einzelnen Kaskaden der Belebungsbecken, pH-Wert, Temperatur und Trockensubstanzgehalt wurden kontinuierlich erfaßt. Zur kontinuierlichen Messung von Ammonium- und Nitrat-Stickstoff standen Online-Monitore für jede Anlage zur Verfügung.

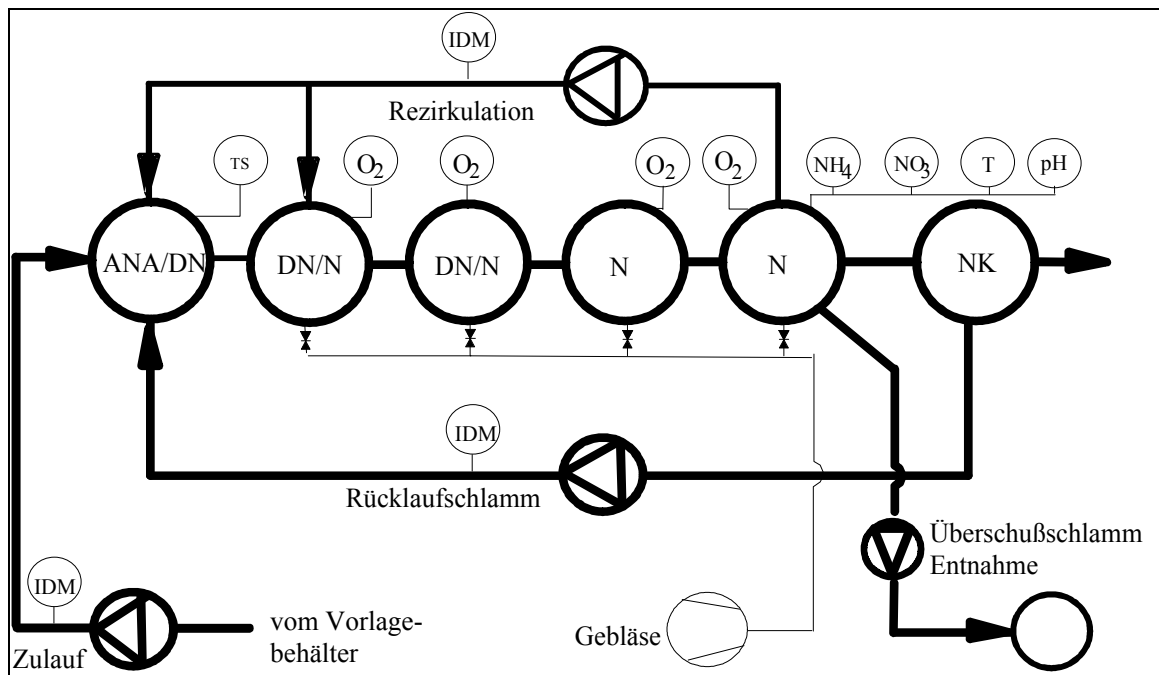


Abbildung 1: Schema des biologischen Teils der Versuchsanlage mit Meßstellen

3.2 Meßprogramm

Die Versuchsanlagen wurden entsprechend den Angaben in Tabelle 3 beprobt. Täglich wurden sowohl Mischproben aus Zu- und Ablauf als auch Stichproben aus den Belebungsbecken entnommen sowie Atmungsmessungen durchgeführt. Gleichzeitig erfolgte eine Prozeßüberwachung und Datenerfassung mit Online-Meßgeräten.

Tabelle 3: Routineuntersuchungen

Routineuntersuchungen für Modell u. Bilanz	Zulauf 24h-MP	Belebungsbecken Stichprobe	Ablauf 24h-MP
Chemischer Sauerstoffbedarf	roh, mf	roh	roh, mf
Stickstoff	TKN, NH ₄ ⁺ , NO _x ⁻	TKN,	TKN, NH ₄ ⁺ , NO _x ⁻
Atmungstests		OVC _{g,s,m} OVNm OVNO ₂ m	
Phosphor	roh	roh	mf (roh)
Trockensubstanz	roh	roh	roh

- roh.....rohe Probe
- ff.....faltenfiltrierte Probe
- mf.....membranfiltrierte Probe; 0,45 mm
- g.....Grundatmung
- s.....Substratatmung
- m.....Maximalatmung

Grundlage für die dynamische Simulation waren Meßwerte an Einzeltagen bei verschiedenen Temperaturen mit den erforderlichen verstärkten analytischen Untersuchungen (Tabelle 4).

Tabelle 4: Verstärkte Untersuchungen

Verstärkte Untersuchungen f. dyn. Simulation für Modell	Zulauf <i>2h-MP</i>	Belebungsbecken <i>Stichprobe</i>	Ablauf <i>2h-MP</i>
Chemischer Sauerstoffbedarf	roh, mf	roh	roh, mf
Stickstoff	TKN, NH_4^+ , NO_x^-	TKN, in Kaskaden: NH_4^+ , NO_x^-	TKN, NH_4^+ , NO_x^-
Atmungstests		aller 2 - 4 h OVC _{g,s,m} OVNm OVNO _{2m}	

Legende: s. Tabelle 3

4 Durchführung der Simulation

4.1 Voraussetzungen für die Simulation

Kontinuierliche Versuchsanlagen eignen sich im Regelfall sehr gut für Simulationszwecke, wenn sie sorgfältig geplant und betrieben werden. Im Ergebnis liegt dann ein gut dokumentierter, bilanzierungsfähiger Datensatz vor, mit dessen Hilfe ein Großteil der Anforderungen an den Aufbau und die Verifikation eines Modells erfüllt werden kann. Spezielle Parameteruntersuchungen und Zulauffraktionierungen werden im allgemeinen nur durchgeführt, wenn eine Simulation der Vorgänge als Versuchsziel festgeschrieben ist.

Das Ziel der dynamischen Simulation der Versuchsanlage bestand in einer weitgehenden Nachbildung des Betriebes der Versuchsanlagen sowie in der Definition eines kinetischen Modells für das untersuchte Abwasser und den nitrifizierenden/denitrifizierenden Belebtschlamm, welches für die Beschreibung der späteren Kläranlage verwendet werden kann.

Zur Simulation wurden Versuchsabschnitte verwendet, in denen der anoxische Belebungsbeckenanteil 40 % betrug.

Intensive Untersuchungen wurden durchgeführt, wenn der Anlagenbetrieb zuvor über ca. ein bis zwei Schlammalter mit möglichst stabile Verhältnissen (ohne Störungen) und ohne größere Veränderungen im Versuchsbetrieb erfolgte. Tageseinzeluntersuchungen mit Regenereignissen wurden für die Auswertung nicht verwendet, da durch Abspülungen aus dem Kanal und von der Oberfläche des Einzugsgebietes mit gänzlich anderen Bedingungen bezüglich der Abwasserfraktionierung gerechnet werden muß. Diese Veränderungen sind meßtechnisch nicht zu erfassen und folglich auch nicht ins Modell zu integrieren. Zusätzlich gewinnen für einen solchen Fall hydraulische Prozesse an Bedeutung, die in dem verwendeten Modell des Belebtschlammverfahrens nicht integriert sind (Verdrängung des Belebtschlammes ins Nachklärbecken).

Für die Simulation wurde das Simulationsprogramm "ASIM", Version 2.1 (Gujer, 1992) genutzt. Der Erstellung des Simulationsmodells wurde zunächst das Default-Modell des Programmes mit der standardmäßigen Kinetik auf Basis des "Activated Sludge Model No.1" (Henze *et al.*, 1987) zu Grunde gelegt.

Für eine bessere Handhabung wurde gegenüber der im Simulationsprogramm vorgegeben Kinetik der Stickstoff aus dem schwer abbaubaren CSB (X_S) als partikuläre Stickstofffraktion X_{ND} ins Modell aufgenommen und jeweils in den Prozeß einer aeroben und anoxischen Hydrolyse mit der entsprechenden Prozeßkinetik bezüglich X_S eingebunden.

Im folgenden soll nur auf die Simulation der Versuchsanlage mit 10 d Schlammalter näher eingegangen werden.

4.2 Systemdefinition (Fließschema)

Zunächst wurde das System der Versuchsanlage gemäß Abbildung 1 erstellt. Für die belüfteten Becken wurde ein Sauerstoffsollwert von 2 mg/l entsprechend dem realen Betrieb vorgegeben. Die mittleren Volumenströme des zu Grunde gelegten Zeitraumes wurden definiert sowie Temperatur und Schlammalter eingegeben. Die Berücksichtigung des Nachklärbeckens ist in dem verwendeten Simulationsprogramm im wesentlichen nur bezüglich der hydraulischen Aufenthaltszeit möglich. Eine Modellierung des Nachklärbeckens als Reaktionsraum konnte

entfallen, da sich aus den Meßwerten keine abbauwirksame Funktion des Nachklärbeckens ableiten ließ. Das Nachklärbecken wurde nach einer Abschätzung der Strömungsverhältnisse mit einem hydraulisch wirksamen Volumen von $0,3 \text{ m}^3$ berücksichtigt.

Die Abbildung 2 zeigt das Fließschema der Versuchsanlage im Modell an einem Beispiel. Die Dimensionen entsprechen $[\text{g}/\text{m}^3]$, $[\text{m}^3/\text{d}]$, $[\text{d}^{-1}]$ und $[\text{m}^3]$.

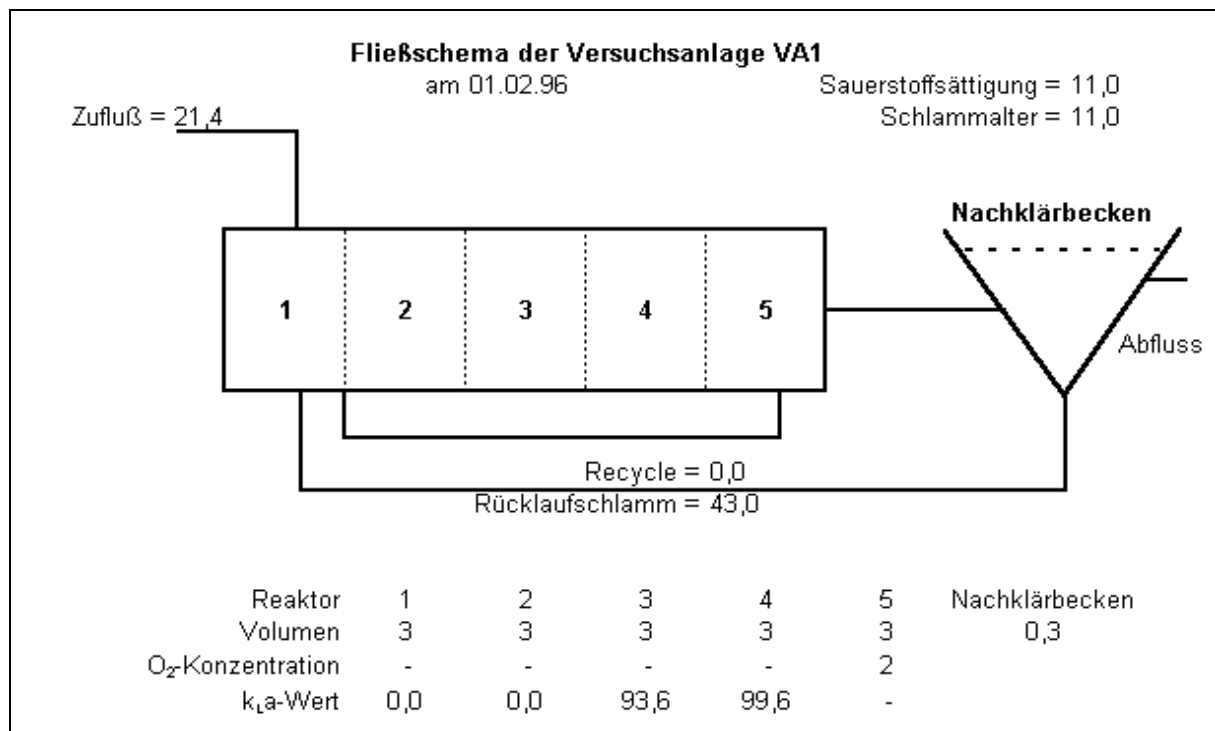


Abbildung 2: Fließschema der Versuchsanlage 1, 01.02.96

Das dargestellte Fließschema entspricht dem Anlagenbetrieb zum Zeitpunkt 01.02.1996. Der Anlagenbetrieb weist gegenüber dem Normalfall die Besonderheiten auf, daß zum einen im Becken 3 und 4 die Sauerstoffversorgung nicht über Sollwert, sondern mit konstantem $k_L a$ -Wert erfolgte und daß zum zweiten das Recycle in dieser Phase auf 0 gesetzt sowie dafür der Rücklaufschlamm auf ein Rücklaufverhältnis von 2 erhöht wurde. Mit dem erhöhten Rücklaufschlammvolumenstrom war verbunden, daß sich nahezu kein Schlamm mehr im Nachklärbecken befand. Zusätzliche Sicherheiten in bezug auf das Schlammalter durch den im Nachklärbecken gelagerten Schlamm entfallen dadurch.

Mit den Standardparametern sowie einer Abschätzungen bezüglich der Zulauffraktionen entsprechend den typischen Werten aus der Literatur (Tabelle 5) wurde die Systemdefinition geprüft.

Tabelle 5: Zulauffraktionierung nach typischen Werten aus der Literatur (Henze, 1992, 1995)

Fraktion	Beispiel [g/m^3], $\text{CSB}_{\text{tot}} = 400 \text{ g}/\text{m}^3$	Typische Größenordnung		Stickstoffgehalt	
S_O	1 (gemessen)	0 - 0,5	g/m^3	-	
S_i	30	5 - 10	% von CSB_{tot}	1 - 2	% von CSB_{S_i}
S_s	80	20	% von CSB_{tot}	-	
S_{NH}	34 (gemessen)	10 - 100	g/m^3	-	
S_{NO}	2 (gemessen)	0 - 1	g/m^3	-	
S_{ND}	4 (gemessen)	-	g/m^3	-	
S_{ALK}	5 (gemessen)	-	mol/m^3	-	
X_i	54	10 - 15	% von CSB_{tot}	0,5 - 1	% von CSB_{X_i}
X_p	0	(0)	% von CSB_{tot}	-	
X_H	40	5 - 15	% von CSB_{tot}	5 - 7	% von CSB_{X_H}
X_A	2	0 - 1	% von CSB_{tot}	5 - 7	% von CSB_{X_A}
X_s	180	30 - 60	% von CSB_{tot}	2 - 4	% von CSB_{X_s}
X_{ND}	5,4	2 - 4	% von CSB_{X_s}	-	

S_s Gelöster, leicht abbaubarer CSB

X_i Partikulärer, inerte CSB

X_p Partikulärer, inerte CSB aus dem Zerfall der Biomasse

X_H Heterotrophe Biomasse (einschl. sehr langsam abbaubarer, partikulärer CSB)

X_A Autotrophe Biomasse

X_s Partikulärer, schwer abbaubarer CSB

X_{ND} Partikulärer Stickstoff aus X_s

Die übrigen Bezeichnungen sind der Legende zu Tabelle 2 zu entnehmen.

Durch eine Variation des partikulären, inerten CSB (X_i) und des schwer abbaubaren CSB (X_s) wurde die gemessene Belebtschlammkonzentration im Modell abgebildet. Die folgende Vorgehensweise zur Einordnung und Überprüfung der simulierten Größen soll deutlich machen, wie der Abgleich des Modells erfolgte.

Im Vergleich des Modells mit der Bilanz bzw. den Meßwerten zeigte sich bei der Verwendung typischer Werte das in Tabelle 6 dargestellte Bild.

Tabelle 6: Vergleich Modell - Bilanz, Simulation des stationären Zustandes mit Defaultwerten

Kriterium	Modell gegenüber Bilanz
Ablaufkonzentrationen	10 g/m ³ Nitratstickstoff zuviel
Biomasse	N-Gehalt des Belebtschlammes zu niedrig
Stickstofffracht im ÜS	zu niedrig
Denitrifizierte Nitratfracht	richtig
Sauerstoffverbrauch für Kohlenstoffatmung	richtig
Sauerstoffverbrauch für Stickstoffatmung	zu hoch

Daraus wurde abgeleitet, daß trotz der richtig modellierten Belebtschlammkonzentration die Verteilung der partikulären Fraktionen auf Grund des fehlerhaften Stickstoffgehaltes im Belebtschlamm bzw. im Überschussschlamm nicht stimmen konnte. Der im Belebtschlamm fehlende Stickstoff wurde vollständig oxydiert (Sauerstoffverbrauch für Stickstoffatmung zu hoch), die Denitrifikationskapazität im Modell war jedoch ausgeschöpft (Denitrifizierte Nitratfracht richtig), so daß es zu einem erhöhten Nitratablauf kam. Aus diesen Überlegungen folgt:

- die Parameter, die die Denitrifikation beeinflussen, stimmen bereits weitgehend mit der Realität überein (S_s , $\mu_{\max,h}$, η_g , η_h , k_h)
- eine Beeinflussung der Fraktionierung des Belebtschlammes (Erzeugung der richtigen Zusammensetzung, um den Stickstoff im Überschussschlamm korrekt nachzubilden) muß erfolgen über:
 - den heterotrophen Ertragskoeffizienten Y_H
 - die Fraktion des inert-partikulären Anteil in der Biomasse f_p
 - die heterotrophe Sterberate b_H , ggf. über die heterotrophe Wachstumsrate $\mu_{\max,h}$ und
 - einen erneuten Abgleich bezüglich des partikulären, inerten CSB (X_i) und des schwer abbaubaren CSB (X_s).

Insgesamt zeigte sich die geringe Schwankungsbreite, die die Parameter und Fraktionen im Zulauf von Anlage zu Anlage aufweisen. Die hier exemplarisch beschriebene Vorgehensweise für den Vergleich Modell - Bilanz wurde im folgenden nach jeder Veränderung des Modells durchgeführt.

4.3 Zulaufcharakterisierung

4.3.1 Bestimmung der CSB-Fraktionen

Eine außerordentliche Bedeutung kommt der Charakterisierung des Rohabwassers zu. Je weiter diese ins Detail geht, um so besser sind die zu erwartenden Simulationsergebnisse. Die Bestimmung der CSB-Fraktionen des Abwassers ist dabei im Vergleich zur relativ guten Zugänglichkeit der Stickstoff-Fraktionen (vgl. Tabelle 2) als schwieriger einzuschätzen.

Der Gesamt-CSB (CSB_{tot}) ergibt sich aus der Summe der CSB-Fraktionen nach folgender Gleichung:

$$CSB_{tot} = S_i + S_s + X_i + X_p + X_H + X_A + X_S.$$

Die Bezeichnungen sind den Legenden zu Tabelle 2 und 5 zu entnehmen.

Die inert-partikulären Zerfallsprodukte aus der Biomasse X_p sind im Zulauf definitionsgemäß gleich Null. Zur Bestimmung verbleiben die im Modell als gelöst definierten Fraktionen S und die als partikulär beschriebenen Fraktionen X .

- Bestimmung des leicht abbaubaren CSB (S_s)

Der leicht abbaubare CSB (S_s) wurde ausführlich durch die Bestimmung der Sauerstoffverbrauchsrate im aeroben und anoxischen Batchtest ermittelt. Da es sich bei der Versuchsanlage um eine vorgeschaltete Denitrifikation handelte, wurde erwartet, daß anoxische Batchtests die "richtigeren" Werte liefern. Jedoch konnte sowohl für die aeroben als auch die anoxischen Batchtests nur ein gewisser Wertebereich abgegrenzt werden, in dem S_s enthalten sein mußte (Tabelle 7).

Tabelle 7: Bestimmung des leicht abbaubaren CSB (S_s)

Parameter	Meßwerte /-bereich	Einheit
$CSB_{SS, \text{ aerob}}$	18 - 32	% v. CSB_{ges}
$CSB_{SS, \text{ anoxisch}}$	12 - 35	% v. CSB_{ges}

An Hand der Bestimmung des leichtabbaubaren CSB (S_s) wird im folgenden aufgezeigt, daß zwar eine Parameterbestimmung außerordentlich aufwendig betrieben werden kann, jedoch das Ergebnis häufig in keinem Verhältnis zum Aufwand steht.

Für die Bestimmung des leicht abbaubaren CSB (S_s) wurde neben vorangegangenen, orientierenden Einzeluntersuchungen insgesamt 20 Versuche durchgeführt, darunter Mehrfachbestimmungen mit unterschiedlicher Methodik. Alle Untersuchungen erfolgten bei Temperaturen im Rohabwasser von 8 - 12 °C. Zunächst wurden zwei verschiedene Methoden ausgewählt. Es kamen ein Kurz- sowie ein Langzeitatmungstest mit jeweils variierenden Abwasser/Belebtschlammverhältnissen zur Anwendung. Außerdem wurden verschiedene Auswertungsmethoden genutzt.

Abbildung 3 zeigt die mit aeroben Atmungstests ermittelten Werte für den leicht abbaubaren CSB (S_s) im Zulauf zum Belebungsbecken, ausgewertet nach einer Häufigkeitsverteilung.

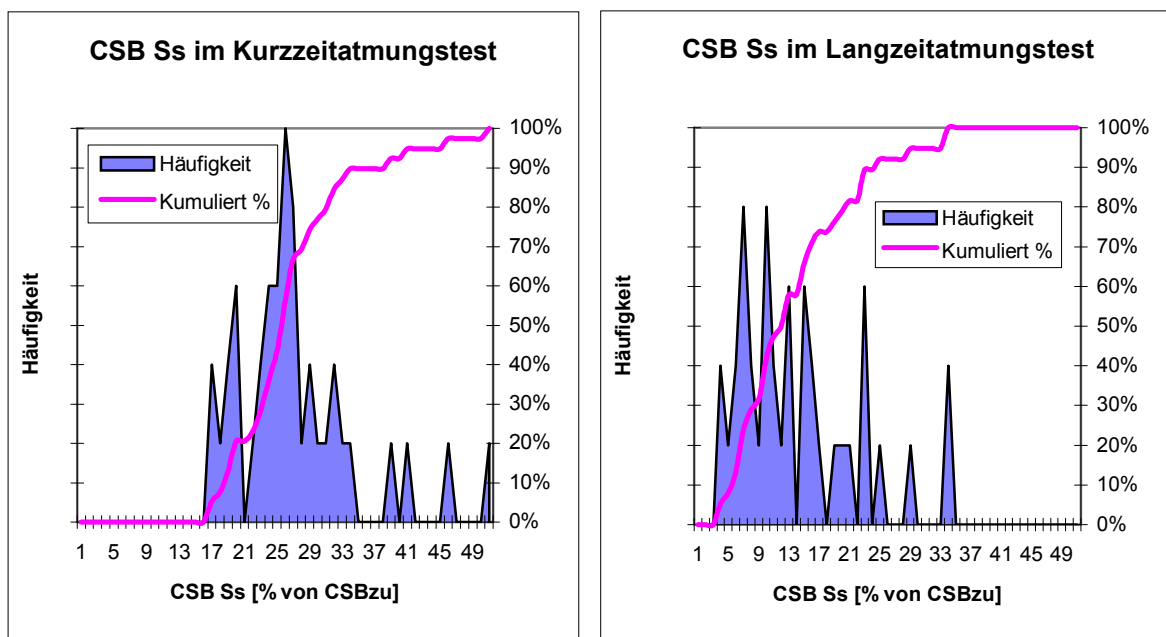


Abbildung 3: Der leicht abbaubare CSB (S_s) im Atmungstest

Im Ergebnis wurde mit nahezu jedem Test, selbst bei identischem Rohabwasser, ein anderer Wert ermittelt. Tendenziell ergaben sich für die Langzeitatmungstests niedrigere Werte als für die Kurzzeitatmungstests. Dies ist auf die veränderten Bedingungen in einem längeren Batchtest zurückzuführen.

Die Werte für den leichtabbaubaren CSB (S_s) im Kurzzeitatmungstest bewegten sich in einem Bereich zwischen 18 und 32 %.

In Abbildung 4 wurden die Werte für S_s für verschiedene Tageszeiten aufgetragen.

Es zeigt sich, daß für den leichtabbaubaren CSB (S_s) ein Tagesgang existiert. Das heißt, in der Realität ist von einer Verschiebung der Fraktionierung im Tagesgang auszugehen. Im Modell wurde dies bisher nicht berücksichtigt und stattdessen mit konstanten Werten gerechnet. Damit ist eine verminderte Anpassung zwischen Modell und Meßwerten verbunden.

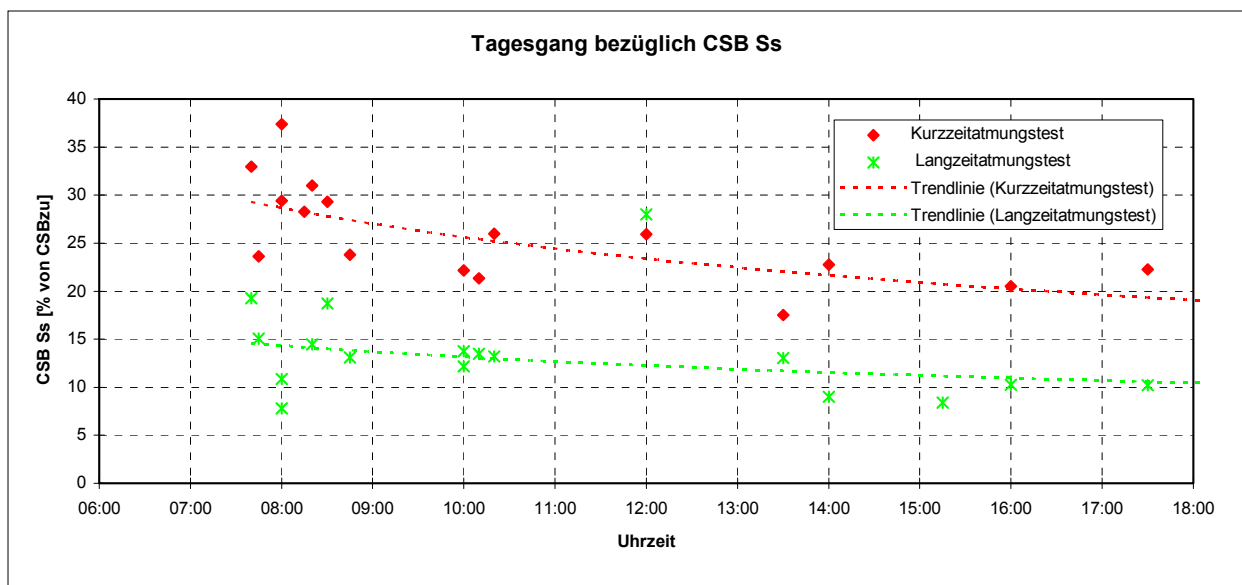


Abbildung 4: Der leicht abbaubare CSB (S_s) im Tagesgang

- Bestimmung des gelösten, inerten CSB (S_i)

Der gelöste, inerte CSB (S_i) entspricht näherungsweise dem gelösten Anteil des CSB im Ablauf einer Kläranlage. Etwa 90 - 95% des gelösten Ablauf-CSB sind nicht abbaubare, gelöste Anteile des Zulaufes und können dem inerten CSB (S_i) zugeordnet werden (Henze *et al.*, 1995). Der Rest entsteht im Verlauf der biochemischen Umsetzung des Kohlenstoffs im System (Orhon *et al.*, 1989). Im Modell wird die Produktion des gelösten, inerten CSB (S_i) nicht berücksichtigt, es wird definitionsgemäß $S_{i,zu} = S_{i,ab} = CSB_{mf,ab}$ gesetzt.

- Bestimmung der partikulären Biomassenfraktionen X_H , X_A

Von den Fraktionen des partikulären CSB sind mit Hilfe von Atmungstests die Biomassenfraktionen (X_H , X_A) bestimmbar, die einen Sauerstoffverbrauch hervorrufen.

Die heterotrophe Biomassenfraktion X_H kann nach Henze (1986) durch das Verhältnis aus der aktuellen Kohlenstoffmaximalatmung im vorgeklärten Abwasser und einer maximalen Sauerstoffverbrauchsrate für die heterotrophe Biomasse von $150 \text{ mg O}_2/(\text{g oTS} \cdot \text{h})$ ermittelt werden. Nach Thomanetz, (zit. in Liebeskind, 1994) ist eine Analyse der Desoxyribonukleinsäure (DNA-Analyse) der sicherste Weg zur Bestimmung der Biomassenfraktion. In anderen Bestimmungsmethoden für die Biomasse gehen weitgehend variable Wachstumsraten und Zellerträge ein, daher ist der damit ermittelte Wert mit Unsicherheiten behaftet.

Nach Gujer (1985) werden unter der heterotrophen Biomassenfraktion X_H auch all diejenigen sehr langsam abbaubaren Stoffe summiert, die ähnliche Zerfallseigenschaften wie die heterotrophe Biomasse besitzen. Damit sind die oben genannten Bestimmungsverfahren, die ausschließlich die Biomasse quantifizieren, in Frage zu stellen.

Die Größe der autotrophen Biomasse X_A im Zulauf ist mit $0 - 1 \text{ g/m}^3$ (Henze *et al.*, 1995) sehr gering und damit für die Zulauffraktionierung im stationären Zustand zunächst unwesentlich. Ein Einfluß auf die Fraktion der Nitrifikanten im Belebtschlamm und damit auf die Nitrifikation ist dagegen gegeben, kann aber mit der Simulation abgeglichen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Festlegung der Biomassenfraktionen hilft, den verbleibenden partikulären CSB in partikulären, inerten CSB (X_i) und schwer abbaubaren CSB (X_s) aufzuteilen und anschließend näher zu bestimmen. Der Einfluß der Biomassenfraktionen im Zulauf ist nicht wesentlich.

- Bestimmung des partikulären, inerten CSB (X_i) und des schwer abbaubaren CSB (X_s)

Der von CSB_{tot} nach Abzug der bereits festgelegten gelösten und partikulären Fraktionen S_s , S_i , X_H und X_A verbleibende Rest wird dem partikulären, inerten CSB (X_i) und dem schwer abbaubaren CSB (X_s) zugeordnet. Die Bestimmung

des partikulären, inerten CSB (X_i) wird durch den Vergleich zwischen der gemessenen und der simulierten Belebtschlammkonzentration bzw. Überschussschlammproduktion während der Steady-state Simulation vorgenommen. Die CSB-Anteile wurden dabei zwischen X_i und X_s variiert. Mit der Festlegung des partikulären, inerten CSB (X_i) war gleichzeitig der schwer abbaubare CSB (X_s) bestimmt.

4.3.2 Bestimmung der Stickstofffraktionen

Für die Fraktionierung des Stickstoffes wird zunächst mit TKN_{roh} und TKN_{mf} (sowie NO_x^-) in gelösten und partikulären Stickstoff unterschieden.

$$TKN_{roh} + NO_x^- - N = N_{ges,roh}$$

$$TKN_{roh} - TKN_{mf} = N_{part}$$

$$TKN_{mf} + NO_x^- - N = N_{ges,mf} = S_{NH} + S_{ND} + S_{NO} (+ N\text{-Gehalt in } S_i)$$

$$TKN_{mf} - NH_4^+ - N = N_{org,mf} = S_{ND} (+ N\text{-Gehalt in } S_i)$$

$$NH_4^+ - N = S_{NH}$$

$$NO_x^- - N = S_{NO}$$

N_{part}Partikulärer Stickstoff

Die übrigen Bezeichnungen sind den Legenden zu Tabelle 2 und 3 zu entnehmen.

Der gelöste Stickstoff läßt sich mit den Meßwerten für den gelösten TKN bzw. Ammonium und Nitrat/Nitrit leicht in die anorganische Fraktionen (S_{NH} , S_{NO}) und den gelösten organischen Stickstoff (S_{ND}) unterscheiden. Zum organischen, gelösten Stickstoff gehört außerdem noch der Stickstoffgehalt des gelösten, inerten CSB (S_i). Dieser geht, wie S_i , nicht in die Umwandlungsprozesse ein, muß aber rechnerisch berücksichtigt werden. Der Stickstoffgehalt in S_i kann z.B. nach Tabelle 7 abgeschätzt werden.

Der partikuläre Stickstoff N_{part} muß entsprechend den stöchiometrischen Faktoren i_x im Modell den partikulären CSB-Fraktionen zugeteilt oder, wie der Stickstoffgehalt im gelösten, inerten CSB (S_i), angenommen werden.

Für die Biomassenfraktionen ($X_{B,H}$, X_A) sowie deren inerte Produkte (X_P) im Belebtschlamm ist der Stickstoffgehalt biochemisch determiniert und als Modellparameter i_{XB} bzw. i_{XP} weitgehend konstant. Der verbleibende Rest an partikulärem Stickstoff muß sinnvoll auf den partikulären, inerten CSB (X_i) und

den schwer abbaubaren CSB (X_s) (bzw. X_{ND}) verteilt werden. Henze *et al.* (1995) geben den Stickstoffgehalt für X_s mit 2 - 4 % von CSB_{X_s} und für X_i mit 0,5 - 1 % von CSB_{X_i} an. Da die Fraktionen im Zulauf die Zusammensetzung des Belebtschlammes weitgehend bestimmen, muß der prozentuale Stickstoffgehalt für die Fraktionen im Zulauf und im Belebtschlamm gleichbleiben. In der Summe müssen die gemessenen Werte für den Gesamtstickstoff im Zulauf und im Belebtschlamm demnach gleichermaßen erfüllt werden. Der Abgleich der Stickstofffraktionen muß im Rahmen der Einstellung der Überschußschlammproduktion durch Variation des partikulären, inerten CSB (X_i) und des schwer abbaubaren CSB (X_s) vorgenommen werden.

Die endgültige Charakterisierung des Rohabwassers der Versuchsanlage nach den Werten aus dem Untersuchungszeitraum zeigen die Tabellen 8 und 9. Die dargestellte Aufteilung des Zulaufes ergab sich als bestmögliche mittlere Beschreibung insbesondere bezüglich der Überschußschlammproduktion sowie des Stickstoffgehalts im Belebtschlamm im quasistationären Zustand für alle zur Verifizierung herangezogenen Meßtage. Dies schließt ein, daß mit einer geringfügig veränderten Fraktionierung einzelne Meßtage besser darzustellen gewesen wären. Jedoch bestand das Ziel der Untersuchungen in einer mittleren Fraktionierung.

Tabelle 8: Charakterisierung des vorgeklärten Dresdener Rohabwassers für die CSB-Fraktionen

$CSB_{ges, roh}$		400	mg/l	100	%
S_i		30	mg/l	7,5	%
S_s		90	mg/l	22,5	%
X_i		110	mg/l	27,5	%
X_p		0	mg/l	0	%
X_H		29	mg/l	7,25	%
X_A		1	mg/l	0,25	%
X_s		140	mg/l	35	%

Die Bezeichnungen sind den Legenden zu Tabelle 2 und 5 zu entnehmen.

Tabelle 9: Charakterisierung des vorgeklärten Dresdener Rohabwassers für die N-Fraktionen

$TKN_{ges, roh}$		50,4 mg/l	100	%
S_{NH}		34,3 mg/l	68	%
S_{NO}		3 mg/l	-	%
S_{ND}		3,8 mg/l	7,5	%
<i>in S_i</i>	<i>3,5 % N vom CSB</i>	<i>1,1 mg/l</i>	2,2	%
X_{ND} (in X_s)	<i>3,5 % N vom CSB</i>	4,9 mg/l	9,7	%
<i>übrige</i>				
<i>in X_p</i>	<i>6 % N vom CSB</i>	<i>0</i>	0	
<i>in X_i</i>	<i>3,5 % N vom CSB</i>	<i>3,9 mg/l</i>	7,7	%
<i>in X_H, X_A</i>	<i>8,6 % N vom CSB</i>	<i>2,6 mg/l</i>	5,1	%

Die Bezeichnungen sind den Legenden zu Tabelle 2 und 5 zu entnehmen.

4.4 Parameterbestimmung

Bei der Parameterbestimmung ist neben dem heterotrophen Ertragskoeffizienten Y_H und der Halbsättigungskonstante der autotrophen Biomasse für Ammonium k_{NH} auch $\mu_{max,A}$, die maximale Wachstumsrate der autotrophen Biomasse, von besonderem Interesse. Jedoch stehen die maximale Wachstumsrate der autotrophen Biomasse $\mu_{max,A}$ und die Zerfallsrate der autotrophen Biomasse b_A in einem direkten Zusammenhang und sind sowohl meßtechnisch als auch rechnerisch schwer voneinander zu trennen. Die Zerfallsrate der autotrophen Biomasse b_A kann mit Hilfe von Batch-Tests ermittelt werden, allerdings unter der Annahme der maximalen Wachstumsrate $\mu_{max,A}$. Henze *et al.* (1995) empfehlen, bei zusammenhängenden Parametern wie Wachstumsrate und Sterberate einen der Parameter zu ermitteln und diesen im weiteren als konstant anzunehmen. Der zugehörige Parameter kann dann im Modell angepaßt werden. Daher wurde die Zerfallsrate der autotrophen Biomasse b_A mit Hilfe von Batch-Tests ermittelt. Zusätzlich wurde $\mu_{max,A}$ zum Vergleich aus den Versuchsdaten zu $0,85 \text{ d}^{-1}$ im Mittel errechnet.

Der heterotrophe Ertragskoeffizient Y_H wurde nicht gemessen, sondern über die Bilanz abgeschätzt, zumal sich diese Größe bei kommunalem Abwasser vorwiegend häuslichen Ursprungs als weitgehend konstant erweist.

Nicht alle bestimmten Parameter (Tabelle 10) waren für die Simulation unentbehrlich, jedoch wurde eine Vergleichsmöglichkeit zwischen Modellparametern und gemessenen Parametern angestrebt. Für Mehrfachbestimmungen wurden der Bereich der Ergebnisse angegeben.

Die Vorgehensweise bei der Bestimmung der Halbsättigungskonzentrationen für die Nitrifikation (K_{NH}) stützte sich auf Nowak (1996), bei den autotrophen Absterberaten (b_A) erfolgte sie nach Salzer (1992). Die heterotrophe Absterberaten (b_H) wurden nach Henze *et al.* (1987), die Hydrolysekonstanten (k_h) nach Müller (1994) ermittelt.

Tabelle 10: Versuchsergebnisse zur Parameterbestimmung,

Parameter	Meßwerte/-bereich	Einheit	Bemerkung	Umrechnung auf 20°C	Typische Werte (Gujer <i>et al.</i> , 1995)	Modell bei 20°C
K_{O_2} , heterotroph	0,05	mg O ₂ /l	-	0,05	0,2	0,3
b_H	0,4 - 0,5	d ⁻¹	aerob, 10°C	0,8 - 1	0,4	0,4
b_H	0,12 - 0,18	d ⁻¹	anoxisch, 10°C	0,24 - 0,36		
k_H aerob	2,4	d ⁻¹	20°C	2,4	3	2,7
k_H anoxisch	1	d ⁻¹	20°C	1	1,2	1,1
K_{O_2} autotroph	0,3 - 0,6	mg O ₂ /l	-	0,3 - 0,6	0,5	0,5
K_{NH}	0,15 - 0,2	mg N/l	10°C	0,48 - 0,64	1	0,4
b_A Nitrosomonas	0,09 - 0,1	d ⁻¹	aerob, 10°C	0,24 - 0,26	0,15	0,15
b_A Nitrosomonas	0,07 - 0,12	d ⁻¹	anoxisch, 10°C	0,19 - 0,32		
b_A Nitrobacter	0,18 - 0,3	d ⁻¹	aerob, 10°C	0,48 - 0,8		
b_A Nitrobacter	0,14 - 0,16	d ⁻¹	anoxisch, 10°C	0,37 - 0,43		

b_H Zerfallsrate der autotrophen Biomasse

k_H Hydrolysekonstante

K_{NH}Halbsättigungskonstante der autotrophen Biomasse für Ammonium
Die übrigen Bezeichnungen sind der Legende zu Tabelle 1 zu entnehmen.

Bei der Betrachtung der ermittelten Parameter in Tabelle 10 fällt bezüglich der Absterberaten b_H und b_A die beobachtete niedrigere Rate im anoxischen Milieu gegenüber dem aeroben Milieu auf. Diese Reduktion der Absterberaten geht nicht ins Modell ein und kann nur über die Nutzung einer mittleren Absterberate im Modell berücksichtigt werden. Die Absolutwerte für die Sterberaten liegen jedoch unrealistisch hoch.

Für die heterotrophe Halbsättigungskonzentration bezüglich Sauerstoff (K_{O_2}) wurde ein sehr niedriger Wert gefunden. Dieser Wert geht als Hemmbeiwert in die Denitrifikation ein. Eine Beeinträchtigung bei derartig niedrigen Konzentrationen wurde aber nicht ermittelt, daher wurde der Wert aus den Versuchen nicht im Modell berücksichtigt.

Die übrigen Parameter lieferten Werte, die nicht genau den später im Modell verwendeten Wert widerspiegeln, aber dennoch eine gute Näherung darstellen. Das gefundene Ergebnis muß nach seiner Abweichung von den üblichen Werten beurteilt werden. Ist die Größenordnung realistisch, kann danach der Wert in das Modell eingesetzt werden, wobei er aber nicht als unveränderlich gelten darf.

4.5 Verifikation des Simulationsmodells

4.5.1 Steady-state Simulation

Das Modell wurde für einzelne Meßtage für die Versuchsanlage verifiziert. Die betreffenden Tage wiesen weitgehend unterschiedliche Temperaturen auf (Sommer/Winter) und waren durch Tageseinzelnuntersuchungen besonders gut dokumentiert. Der stationäre Zustand für alle Meßtage sollte mit einem Parametersatz bzw. einer Zulauffraktionierung erreicht werden.

Das Problem der Modellverifizierung bestand darin, mit einer gleichbleibenden Aufteilung der Zulauffraktionen und kinetischen Parameter eine möglichst weitgehende Anpassung des Modells an die unterschiedlichen Bedingungen des jeweiligen Zeitraumes zu erreichen. In der Realität ist damit zu rechnen, daß infolge der verschiedenartigen Belastungsgeschichte eines Belebtschlammes (Niederschläge, Betriebsprobleme, etc.), die in die Errechnung des statischen Betriebspunktes der Anlage mit eingeht, die Zusammensetzung des

Belebtschlammes größeren Schwankungen unterworfen ist. Dazu tragen maßgeblich auch Schwankungen in der Zusammensetzung des Zulaufes bei (Vorabbau im Kanal, Mischwasserfall).

Die Steady-state Simulation wurde unterteilt in zwei Schritte. Im ersten Schritt wurde der am besten dokumentierte Einzeltag genutzt. Aus einer Auswertung der Daten für das vorangegangene Schlammalter wurde die Belastung hinsichtlich CSB und Stickstoff entsprechend der erarbeiteten Fraktionierung des Zulaufes auf die einzelnen Fraktionen aufgeteilt. Die Ergebnisse der Simulation mit den Standardwerten wurden für die Parameteranpassung berücksichtigt. Die ermittelten Parameter wurden, soweit als größenordnungsmäßig richtig bewertet, in das Modell eingefügt. Damit wurde ein quasistationärer Zustand des Modells für den gewählten Einzeltag erzeugt.

Durch die Variation der die Nitrifikation bzw. die Denitrifikation betreffenden kinetischen Parameter wurde im Modell außerdem die Stickstoffentfernung in erster Näherung abgebildet. Eine weitgehende Anpassung insbesondere der Nitrifikation ist mit Hilfe der dynamischen Simulation möglich.

Mit Hilfe der Bilanz wurde das Modell für einen Meßtag für den stationären Zustand verifiziert. Diese Vorgehensweise wurde auch auf die übrigen Tageseinzeluntersuchungen angewandt, um letztlich die geforderten mittleren Parameterwerte und Zulauffraktionen festzulegen.

Abbildung 5 demonstriert die mit dem Modell erreichte gute Anpassung an die Realität der verschiedenen Einzeltage hinsichtlich der Zusammensetzung des Belebtschlammes quasistationären Zustand bei unterschiedlichen Temperaturen. Diese Anpassung wurde mit einem Parametersatz und konstanter prozentualer Zulauffraktionierung erreicht.

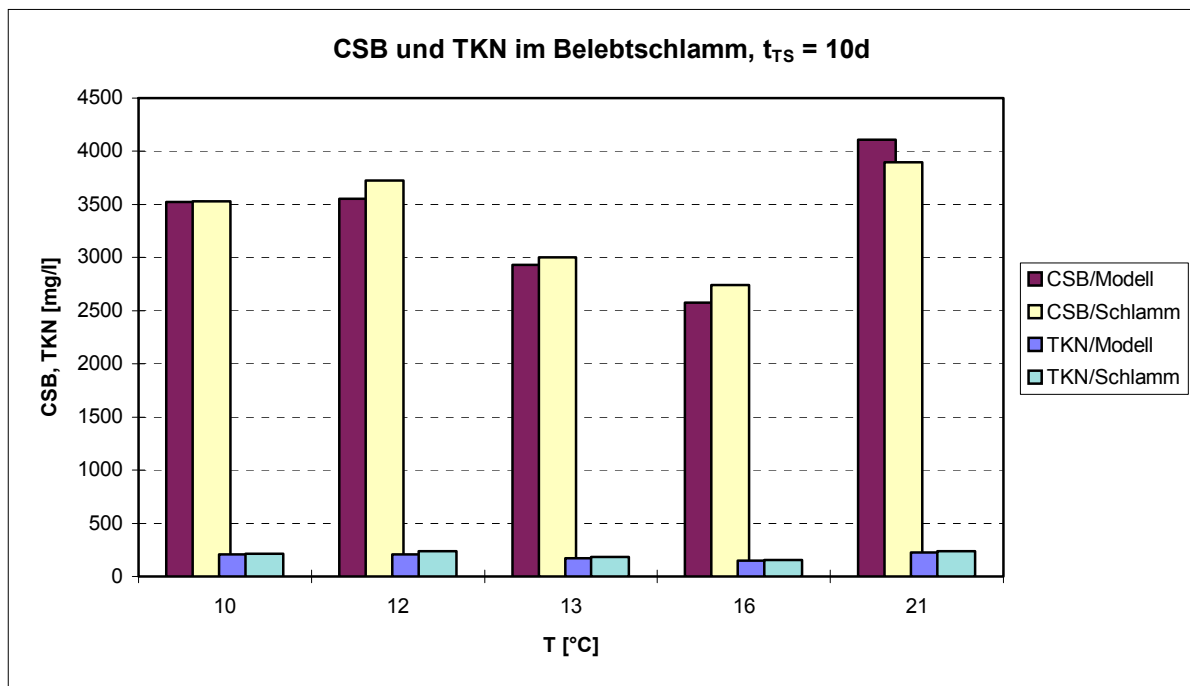


Abbildung 5: Vergleich CSB und TKN im Belebtschlamm, Modell und Meßwert

4.5.2 Dynamische Simulation

In der zweiten Stufe der Modellverifizierung wurde von der statischen Modellierung auf eine dynamische Modellierung mit Hilfe von Gangliniendateien übergegangen.

Der im stationären Zustand errechnete Betriebspunkt des Modells stellt die mittleren Verhältnisse für den untersuchten Zeitraum dar. Um den richtigen Startpunkt für die dynamische Simulation zu erhalten, müssen die Bedingungen unmittelbar vor dem zu simulierenden Einzeltag abgebildet werden. Mit den Zulaufdaten des Vortages wurde daher der Belastungszustand der Anlage im Modell unmittelbar vor Simulationsbeginn rekonstruiert. Eine weitere Möglichkeit, den Startpunkt für die Simulation zu erreichen, besteht darin, den Simulationslauf für den zu untersuchenden Tag bereits einmal durchzuführen. Näherungsweise wird damit der aktuelle Belastungszustand der Anlage im Modell erreicht.

Zunächst erfolgte die dynamische Simulation wieder für einen Einzeltag, um eine weitgehende Parameterabgleichung vornehmen zu können, insbesondere bezüglich Nitrifikation/Denitrifikation.

Zur Verifizierung der dynamische Simulation sind die konkreten Meßwertes des jeweiligen Tages heranzuziehen. Es wurden Tagesganglinien bezüglich der Sauerstoff-, Ammonium- und Nitratkonzentration in den Kaskaden und im Ablauf sowie der Kohlenstoff- und Stickstoffatmung für einzelne aerobe Kaskaden genutzt.

Die sich aus der dynamischen Simulation ergebenden Parameteränderungen mußten rückwirkend wieder in den quasistationären Zustand eingepaßt und dieser für alle Meßtage neu abgeglichen werden. Auf iterativem Wege wurde so schließlich eine gute Übereinstimmung für alle Meßtage erzielt.

Der abschließende Schritt der Modellverifikation bestand in der Übertragung des aktuellen Parametersatzes auf die dynamische Simulation der anderen Tageseinzelnuntersuchungen und dem folgenden Modellabgleich. Die Vorgehensweise erfolgte dabei analog.

Abbildung 6 zeigt für einen Meßttag die Gegenüberstellung der aktuellen Sauerstoffverbrauchsrate mit den Simulationsergebnissen.

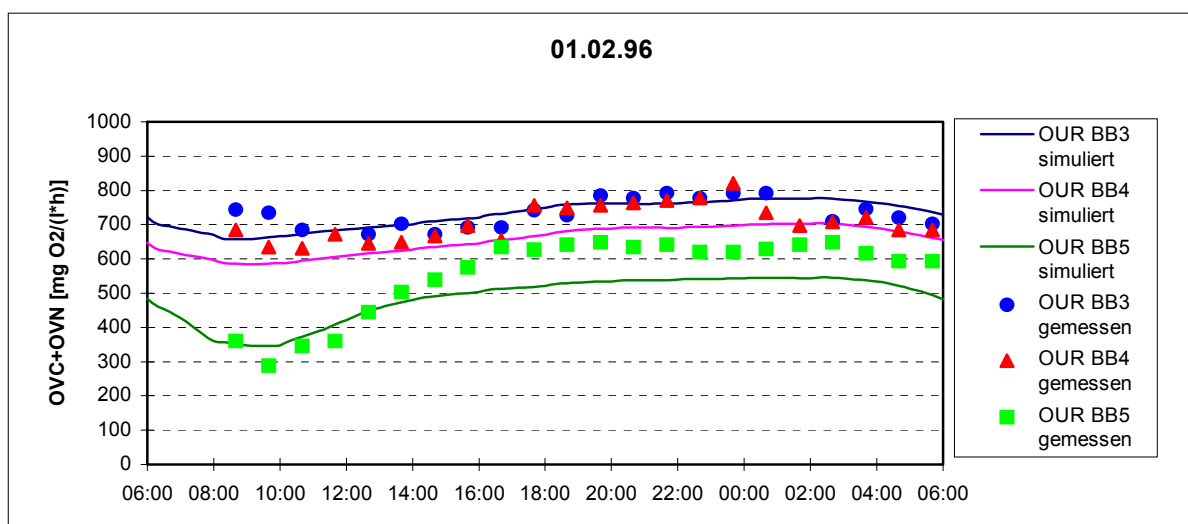


Abbildung 6: Vergleich der gemessenen Atmungsrate in den Belebungsbecken mit dem Modell

Der Vergleich zwischen der aktuellen, gemessenen Ammoniumkonzentration in den Belebungsbecken mit dem Modell zeigt die gute Abbildung der Realität (Abbildung 7).

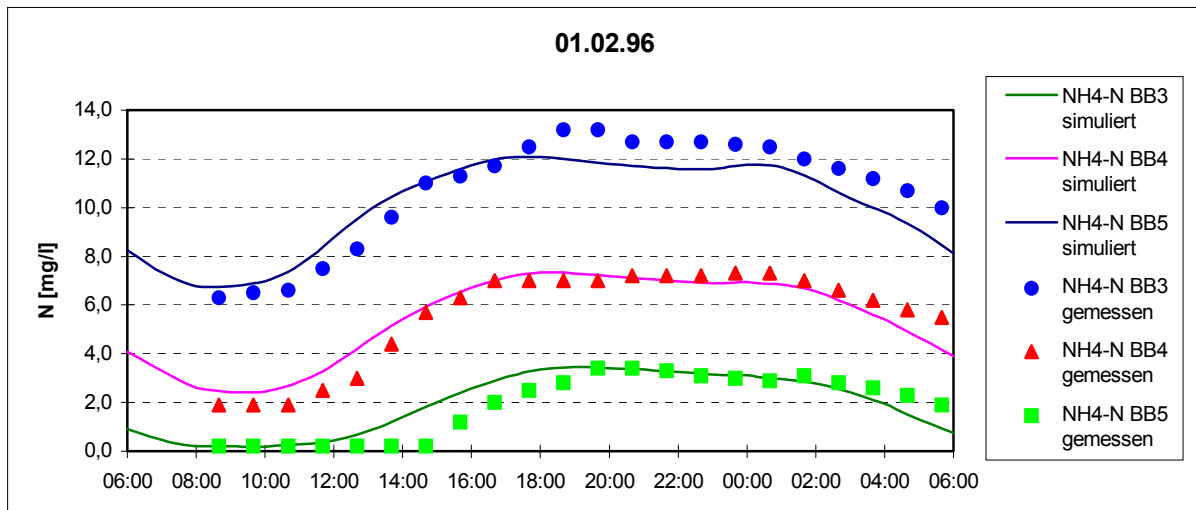


Abbildung 7: Vergleich der gemessenen Ammoniumkonzentration in den Belebungsbecken mit dem Modell

Abschließend wird in Abbildung 8 die Übereinstimmung der Ablaufkonzentrationen dargestellt. Es zeigt sich, daß eine Vorhersage für die Ablaufkonzentration an anorganischen Stickstoff mit einer Genauigkeit von ca. 1-2 mg/l mit dem kalibrierten Modell möglich ist. Dabei werden gleichbleibende Bedingungen im Anlagenzulauf vorausgesetzt.

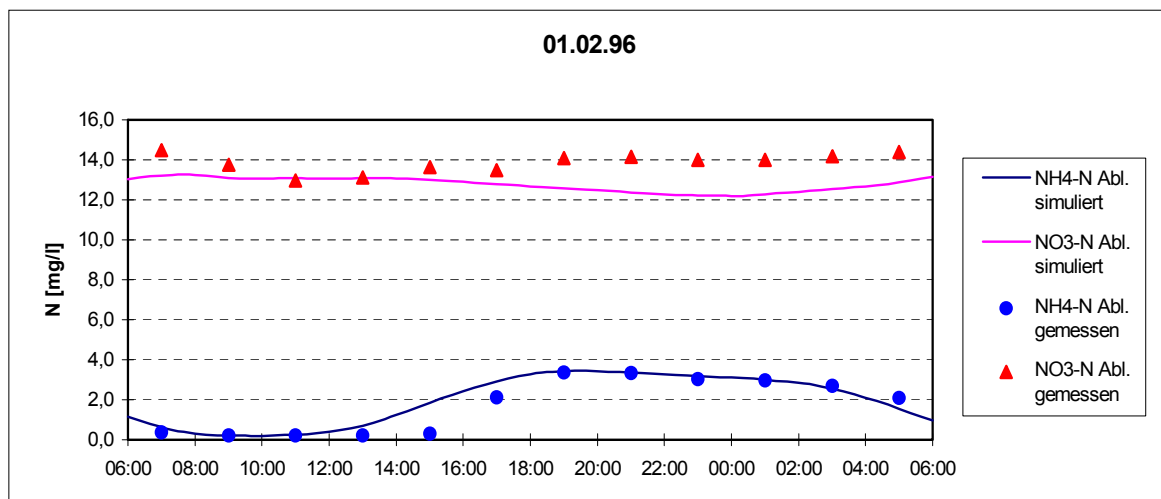


Abbildung 8: Vergleich der aktuellen, gemessenen Stickstoffablaufkonzentration mit dem Modell

5 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Im Rahmen der Durchführung halbtechnischer Versuche zum Ausbau einer Kläranlage der Größenklasse 5 erfolgte die Beschreibung der Versuchsanlage mit Hilfe eines Simulationsmodells.

Im Rahmen der Darstellung wurden die Vorgehensweise und die gewonnenen Erfahrungen bei der Kalibrierung des Simulationsmodells nach dem "Activated Sludge Model No.1" (Henze *et al.*, 1987) geschildert.

Die Zulaufcharakterisierung ist ein wichtiges Element der Modellierung. Die Bestimmung liefert jedoch häufig nur die Größenordnung bestimmter Fraktionen. Ein Abgleich muß dann mit dem Modell erfolgen. Trotz wechselnder Abwasserzusammensetzung im Tagesverlauf wurde vereinfachend mit konstanter Zuordnung zu den einzelnen Fraktionen gerechnet.

Die Bestimmung der Modellparameter ist im Regelfall aufwendig und führt nicht immer zu brauchbaren Ergebnissen. Eine Abschätzung der Parameter nach Literatur- und Erfahrungswerten ist bei durchschnittlichen Verhältnissen im Anlagenzulauf häufig ausreichend.

Die Vorgehensweise zur Simulation kann zusammenfassend derart beschrieben werden, daß ein Schritt vorwärts in Form der Änderung eines Parameters die Überprüfung aller bisher durchgeführten Angleichungen zur Folge haben muß. Letztlich stellt sich ein Modell als ein Bauwerk dar, bei dem nach jedem hinzugefügten Element die Statik des Ganzen neu betrachtet werden muß.

Dynamische Simulationsmodelle eignen sich insbesondere für prognostische Betrachtungen in bezug auf die Auswirkung verschiedener Lastfälle auf die Ablaufwerte und für die Auslegung der Belüftungsaggregate. Die in statischen Modellen vorhandenen Sicherheiten bezüglich Veränderungen in der Zusammensetzung der Biozönose und Einflüssen unbekannter Hemmstoffe sind bei der Anwendung dynamischer Simulationsmodelle gesondert zu betrachten.

6 Literatur

- Gujer, W. (1985) Ein dynamisches Modell für die Simulation von komplexen Belebtschlammverfahren. Habilitationsschrift, ETH-Zürich.
- Gujer, W.; Henze, M. (1991) Activated sludge modelling and simulation. Wat. Sci. Tech., Vol. 23, Kyoto, S. 1011 - 1023
- Gujer, W.; Henze, M.; Mino, T.; Matsuo, T.; Wentzel, M. C. and Marais, G. v. R. (1995) The activated sludge model No. 2 biological phosphorus removal. Wat. Sci. Tech., Vol. 31, No. 2, S. 1 - 11
- Gujer, W. (1992): Activated sludge simulation programme - ASIM, Version 2.1, MS-DOS, public domain.
- Henze, M (1986) Nitrat versus oxygen utilisation rates in wastewater and activated sludge. Wat. Sci. Tech., Vol. 18, 115 - 122
- Henze, M.; Grady, C.P.L.Jr.; Gujer, W.; Marais, G.v.R. and Matsuo, T. (1987) Activated sludge model No.1, Scientific and Technical Reports No.1, IAWPRC, London.
- Henze, M (1992) Characterization of Wastewater for modelling of activated sludge processes. Wat. Sci. Tech., Vol. 25, No. 6, 1 - 15
- Henze, M; Gujer, W.; Mino, T.; Matsuo, T.; Wentzel, M. C.; Marais, G. v. R. (1995) Wastewater Charakterisation for activated sludge processes. Wat. Sci. Tech., Vol. 31, No. 2, S. 13 - 23
- Kappeler, J.; Gujer, W. (1992) Estimation of kinetic parameters of heterotrophic biomass under aerobic conditions and charakterisation of wastewater for activated studge modelling. Wat. Sci. Techn., Vol. 25, No 6, 125 - 139
- Kristensen, G. H.; Jørgensen, P. E.; Henze, M. (1992) Characterization of funktional microorganism groups and substrate in activated sludge and wastewater by aur, nur and our. Wat. Sci. Tech., Vol. 25, No. 6, 43 - 57
- Kühn, V. (1996) Ein Beitrag zur Bemessung von Kläranlagen mit Stickstoffentfernung. Vortrag zur "UmweltConcept", Dresden.
- Lesouef, A.; Payrandeau, M.; Rogalla, F.; Kleiber, B. (1992) Optimizing nitrogen removal reactor configurations by on-site calibration of the IAWPRC Activated Sludge Model. Wat. Sci. Tech., 25 (6), 105 - 123.
- Liebeskind, M. (1994) Abschließender Bericht zum Forschungsvorhaben "Ermittlung von praxisgerechten Versuchskombinationen zur reproduzierbaren Bestimmung von Parametersätzen für die Simulation von Abwasserreinigungsanlagen". Forschungsbericht, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen.

- Müller, V. (1994) Untersuchungen der Hydrolyseaktivität unter verschiedenen Milieubedingungen in kommunalen Abwässern, Diplomarbeit am Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden.
- Nowak, O. (1996) Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß. Wiener Mitteilungen - Band 135.
- Nowak, O. (1997) Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation. Wiener Mitteilungen - Band 137.
- Orhon, D.; Artan, N.; Cimsit, Y. (1989) The concept of soluble residual product formation in the modelling of activated sludge. Wat. Sci. Tech., 21, 339 - 350
- Siegrist, H.; Tschui, M. (1992) Interpretation of experimental data with regard to the Activated Sludge Model No. 1 and calibration of the model for municipal wastewater treatment plants. Wat. Sci. Tech., 25 (6), 167 - 183
- Sollfrank, U.; Gujer, W. (1991) Charakterisation of domestic wastewater for mathematical modelling of the activated sludge process. Wat. Sci. Tech., 23 (4 - 6), S. 1057 - 1066

Dipl.-Ing. V. Müller

Technische Universität Dresden
Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft

Mommsenstr. 13
D - 01062 Dresden

Tel.: 0351/463 4422
Fax: 0351/463 7204

Modellanwendung bei Belebungsanlagen mit Neigung zur Blähschlamm Bildung

Leopold Prendl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft; TU-Wien

Kurzfassung: In mehrjährigen Laborversuchen und im Betrieb von zwei großen Belebungsanlagen zur Reinigung von Zuckerfabriksabwasser wurde nachgewiesen, daß Blähschlamm, verursacht durch den Fadenbildner 021, erfolgreich vermieden werden kann, wenn es gelingt, das leicht abbaubare gelöste Substrat im Selektor vollständig zu eliminieren. Das gelöste leicht abbaubare Substrat wird vorwiegend durch Speicherung entfernt. Der Energiebedarf, und damit der Sauerstoffbedarf für die Speicherung im Selektor, ist von der Art des leicht abbaubaren Substrates abhängig. Die Speicherfähigkeit des Belebtschlammes ist begrenzt. Wenn der Speicher im Belebungsbecken wegen zu hoher Schlammbelastung, Nährstoffmangel oder Sauerstoffmangel nicht abgebaut werden kann, verliert der aerobe Selektor an Wirksamkeit. Zur umfassenden Beschreibung des Konkurrenzverhaltens zwischen Fadenbildnern und Flockenbildnern wurde ein Simulationsmodell entwickelt. Das Simulationsmodell baut auf den Grundlagen des „Activated Sludge Model No 1“ auf, beinhaltet jedoch als wesentliches Modellelement die Speicherung des leicht abbaubaren Substrates. Mit dem Simulationsmodell ist eine Selektordimensionierung möglich.

1 Einleitung

Die Abwässer der Zuckerfabrik Leopoldsdorf im Marchfeld werden in einer aeroben Abwasserreinigungsanlage nach dem Belebungsverfahren gereinigt. Obwohl das System mit einem belüfteten Selektor mit 2,5 % des Belebungsbeckenvolumens ausgestattet war, kam es in der Vergangenheit immer wieder zu Blähschlammereignissen.

Im Selektor der genannten Kläranlage wurden bei einer Aufenthaltszeit von ca. 5 Minuten, bezogen auf Zulauf- und Rücklaufschlamm, meist rund 60 % des im Zulauf enthaltenen, hauptsächlich in gelöster Form vorliegenden, CSB aus der flüssigen Phase entfernt. Fallweise wurde jedoch eine deutlich geringere Substratelimination im Selektor beobachtet. In der Folge konnte stets eine

verstärkte Fädigkeit des Belebtschlammes beobachtet werden, die im Extremfall zu Blähschlamm geführt hat. Daraus wird abgeleitet, daß mit der weitgehenden Entfernung des gelösten leicht abbaubaren Substrates im Selektor eine Blähschlammentwicklung vermieden werden kann.

Seit 1992 wurden die Einflußfaktoren auf die Substratelimination im Selektor, sowie der Einfluß von Speicherung und Bakterienwachstum als Selektionsmechanismus zur Blähschlammvermeidung untersucht. Auf Basis der ersten Untersuchungsergebnisse wurde 1994 die Sauerstoffzufuhrleistung des Selektors in Leopoldsdorf verdreifacht. Bis 1995 wurde in der Zuckerfabrik Hohenau an der March eine Belebungsanlage nach Leopoldsdorfer Vorbild errichtet, wobei der Selektor anhand der Untersuchungsergebnisse in Leopoldsdorf dimensioniert und gestaltet wurde. Die Anlage in Leopoldsdorf wurde 1996 erweitert und der Selektor adaptiert. Im realen Betrieb der beiden Großanlagen wurde nachgewiesen, daß ein „optimal gestaltetes Selektorsystem“ auch bei einem extrem blähschlammfördernden Abwasser in der Lage ist, einen fadenfreien Belebtschlamm mit ausgezeichneten Sedimentationseigenschaften zu gewährleisten und dabei ausgezeichnete Reinigungsergebnisse zu erreichen.

Aus diesen Untersuchungs- und Betriebsergebnissen wurden die Grundlagen des im weiteren Verlauf dieses Beitrages vorgestellten Simulationsmodelles abgeleitet. Ziel des Modelles ist die umfassende Beschreibung der Wechselwirkung der einzelnen Einflußfaktoren auf die Substratelimination im Selektor und des dadurch beeinflussten Konkurrenzverhaltens von flockenbildenden und fadenbildenden Bakterien.

2 Grundlagen für die Modellbildung

2.1 Abwasserbeschaffenheit

Zuckerfabriksabwasser ist in hohem Maße organisch verunreinigt. Die Stickstoff- und Phosphorfracht ist gering und reicht im allgemeinen nicht für den aeroben Abbau der organischen Abwasserinhaltsstoffe aus. Der Großteil der organischen Verschmutzung liegt in gelöster Form vor. Zur näheren Charakterisierung der Abbaubarkeit kann der CSB in Fraktionen aufgeschlüsselt werden (Tabelle 1), wobei der gelöste leicht abbaubare CSB in den als Säuren vorliegenden Teil (Milch-, Ameisen-, Essig-, Propion-, Butter- und Valeriansäure),

CSB_S, und den nicht versäuerten, vorwiegend als Zucker vorliegenden Teil, CSB_Z, weiteraufgeteilt werden kann.

Tabelle 1: CSB-Fraktionierung von „Typischem Zuckerfabriksabwasser“

Fraktion	Anteil von CSB ges.
partikulärer CSB	17 %
gelöster leicht abbaubarer CSB	65%
gelöster schwer abbaubarer CSB	15 %
gelöster nicht abbaubarer CSB	3 %

2.2 Bestimmung des leicht abbaubaren Substrates

Zur Bestimmung des leicht abbaubaren Substrates im Abwasser wird häufig die von EKAMA *et al.* (1986) beschriebene Methode, fallweise auch in leicht modifizierter Form, verwendet, wobei vorausgesetzt wird, daß gilt:

$$\Delta OV + Y_H \cdot \eta_{CSB} = \eta_{CSB} \quad (1)$$

Dann errechnet sich die Menge an leicht abbaubarem Substrat zu:

$$S_S = \frac{1}{1 - Y_H} \cdot \Delta OV \cdot \frac{(V_{BS} + V_{Abw})}{V_{Abw}} \quad \text{mgCSB/l} \quad (2)$$

S_S leicht abbaubares Substrat (mg/l)

Y_H Ausbeutekoeffizient (-)

ΔOV Sauerstoffverbrauch für den Abbau des leicht abbaubaren Substrates (mg/l)

V_{BS} gewählte Belebtschlammmenge (l)

V_{Abw} gewählte Abwassermenge (l)

Es wird also vorausgesetzt, daß die CSB-Bilanz für die Versuchsdauer gültig ist, das leicht abbaubare Substrat sofort abgebaut wird und keine Substratspeicherung auftritt. Bei Selektorsystemen werden große Mengen an leicht abbaubarem gelösten Substrat vorerst gespeichert, und man erhält zu niedrige Werte für das leicht abbaubare Substrat. In der Abbildung 1 ist der Verlauf der Atmung eines nach der oben beschriebenen Methode durchgeführten

Versuches dargestellt. ΔOV erhält man durch Aufsummieren des die Grundatmung übersteigenden Sauerstoffverbrauches über die Versuchszeit. Dieser Wert entspricht der Fläche, die zwischen der horizontalen Linie der Grundatmung und der aktuellen Atmungslinie liegt. EKAMA *et al.* (1986) schlagen vor, für die Berechnung von S_s ein Y_H von 0,67 anzusetzen.

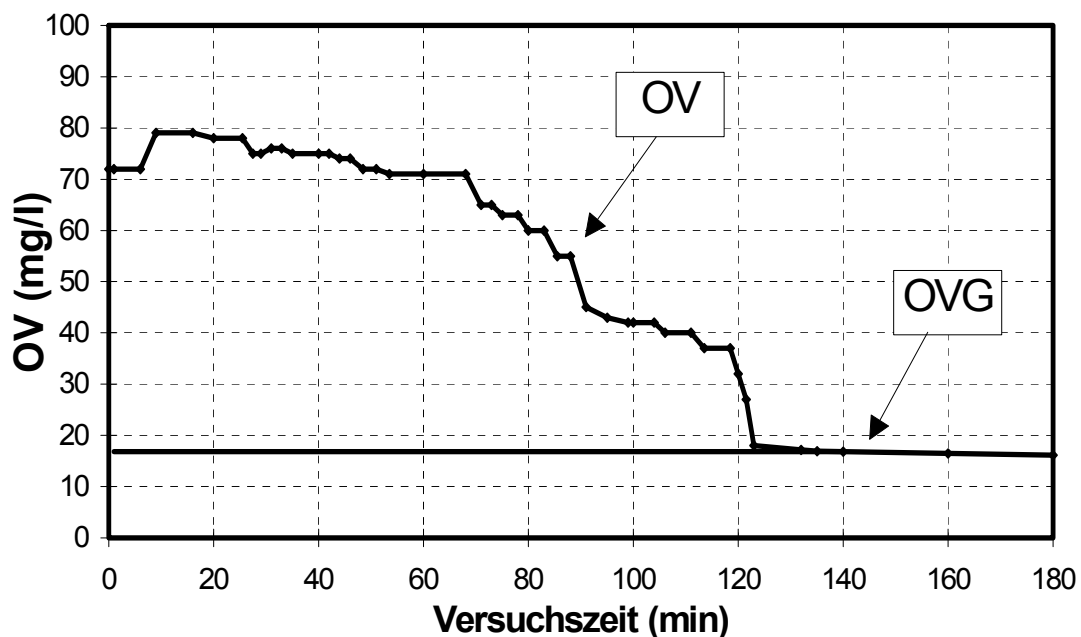


Abbildung 1: Atmungslinie eines Standversuches zur Bestimmung des Anteiles an leicht abbaubarem Substrat nach der Methode von EKAMA *et al.* (1986)

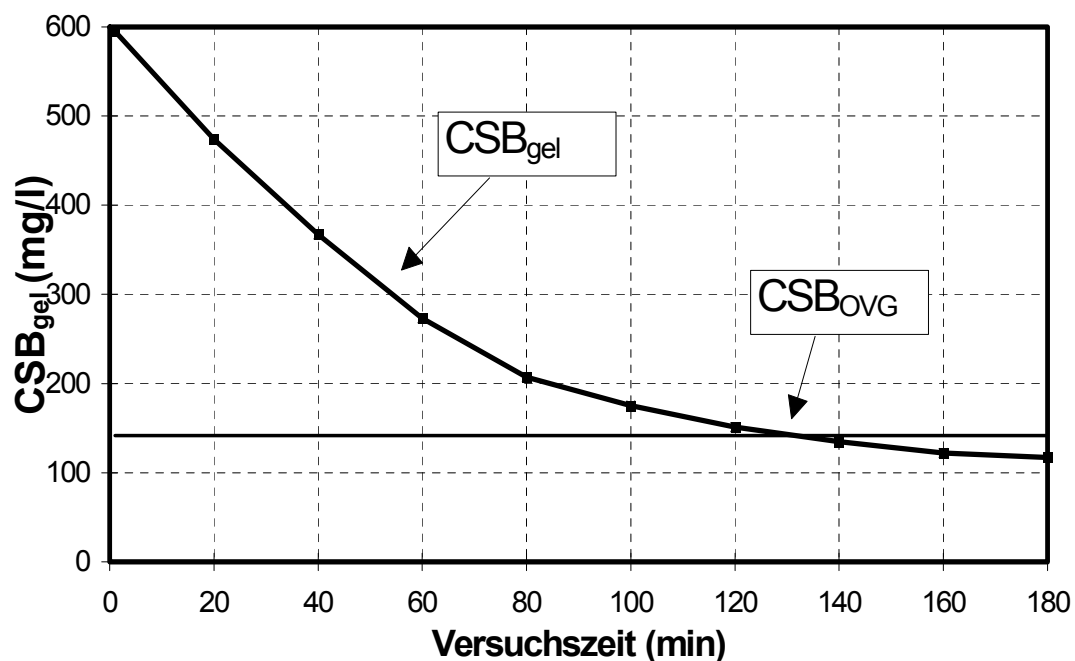


Abbildung 2: Verlauf der CSB_{gel}-Konzentration bei einem Standversuch mit wenig Schlamm

Der Versuch, dessen Atmungslinie in Abbildung 1 dargestellt ist, wurde mit 0,4 l Belebtschlamm und 3,5 l Abwasser durchgeführt. Die membranfiltrierte Abwasserprobe hatte eine CSB-Konzentration von 723 mg/l, im Belebtschlamm wurden 37 mg/l gelöster CSB gemessen. Wertet man den Versuch mit einem Y_H von 0,67 aus, so erhält man 331 mg/l leicht abbaubaren CSB, was einen Anteil von 46 % bezogen auf den gelösten CSB des Abwassers ergibt. Aus Abbildung 2 ist der Verlauf des gelösten CSB des gleichen Versuches dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß bis zum Erreichen der Grundatmung wesentlich mehr als 331 mg/l gelöster CSB entfernt werden. Unter der Annahme, daß der gelöste CSB im Belebtschlamm, der ja dem gelösten CSB im Ablauf der Kläranlage entspricht, inert ist, so kann die Substratmenge, die bis zum Erreichen der Grundatmung entfernt wurde, nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$S_S = \left(1 - \frac{CSB_{OVG} \cdot (V_{Abw} + V_{BS}) - CSB_{BS} \cdot V_{BS}}{CSB_{Abw} \cdot V_{Abw}} \right) \cdot CSB_{Abw} \quad (3)$$

S_S	leicht abbaubares Substrat (mg/l)
V_{BS}	gewählte Belebtschlammmenge (l)
V_{Abw}	gewählte Abwassermenge (l)
CSB_{Abw}	Konzentration an gelöstem CSB im Abwasser (mg/l)
CSB_{BS}	Konzentration an gelöstem CSB im Belebtschlamm (mg/l)
CSB_{OVG}	Konzentration an gelöstem CSB im Versuch zum Zeitpunkt, zu dem die Grundatmung erreicht wird.

Eine Auswertung von Gleichung 3 ergibt für das obige Beispiel ein S_S von 566 mg/l. Die Menge an leicht abbaubarem Substrat wird bei Bestimmung nach Gleichung 2 stark unterschätzt, wenn der Schlamm ein gutes Speichervermögen besitzt.

2.3 Sauerstoffverbrauch für die Substratelimination im Selektor

Bei der Substratelimination in einer hochbelasteten Kontaktzone mit einer Aufenthaltszeit von 5 bis 10 Minuten, bezogen auf Abwasserzufluß und Rücklaufschlammmenge, wird davon ausgegangen, daß der partikuläre CSB gemäß der Einteilung nach Tabelle 1 durch Adsorption in die Schlammflocke eingebunden wird, und die Hydrolyse in der zur Verfügung stehenden Zeit vernachlässigbar ist. Wenn vernachlässigbar wenige leicht abbaubare Hydrolyseprodukte aus den partikulären Stoffen des Zulaufes entstehen, dann

kann auch der Sauerstoffbedarf für die Elimination dieser Hydrolyseprodukte vernachlässigt werden. Weiters wird angenommen, daß das schwer abbaubare gelöste Substrat innerhalb von 5 bis 10 Minuten ebenfalls nicht angegriffen wird.

Der Sauerstoffverbrauch im Selektor bzw. bei den den Bedingungen im Selektor möglichst nahekommenden Standversuchen ergibt sich aus der endogenen Atmung des Schlammes und dem Sauerstoffverbrauch für die Elimination des leicht abbaubaren gelösten Substrates. Der Sauerstoffverbrauch für die Substratelimination im Selektor errechnet sich zu:

$$a_{\text{CSB}} = \frac{\text{OVC} - \text{OVG}}{V_{\text{ges}}} \quad (\text{g O}_2/\text{gCSB}) \quad (5)$$

a_{CSB}	spezifischer Sauerstoffverbrauch für die Entfernung der Kohlenstoffverbindungen (g O ₂ /gCSB)
OVC	aktuelle Kohlenstoffatmung (g O ₂ /(m ³ .h))
OVG	Kohlenstoffgrundatmung (g O ₂ /(m ³ .h))
V_{ges}	Substratentfernungsgeschwindigkeit (g CSB/(m ³ .h))

a_{CSB} ist von der Substratbeschaffenheit und dem damit verbundenen Speicherverhalten abhängig. In der Abbildung 3 ist der Sauerstoffbedarf für die Substratelimination a_{CSB} über dem Anteil an organischen Säuren bezogen auf die gesamte Menge an leicht abbaubarem gelösten Substrat S_s aufgetragen. Durch lineare Regression der Datenpunkte erhält man eine Ausgleichsgerade mit der Funktion $y = 0,222 \cdot x - 0,003$. Daraus kann abgeleitet werden, daß für die Elimination des nicht als organische Säuren vorliegenden Substrates kein Sauerstoff verbraucht wird. Die Versuche haben aber gezeigt, daß für die Substratelimination ein Sauerstoffverbrauch von mindestens 5 bis 8 % des entfernten CSB erforderlich sind, auch wenn das eliminierte Substrat kaum versäuert war. Sämtliche Datenpunkte liegen zwischen den beiden durch den Koordinatenursprung gehenden Geraden mit dem Anstieg 0,1 und 0,35. Für die Elimination der organischen Säuren werden mindestens 0,1 g O₂/CSB_{S-elim.} und maximal 0,35 g O₂/CSB_{S-elim.} benötigt.

Daraus läßt sich abschätzen, daß für die Entfernung des nicht versäuerten gelösten Substrates ein spezifischer Sauerstoffbedarf a_s von 7 % und für die Entfernung der Säuren ein spez. Sauerstoffbedarf a_z von 22 % erforderlich sind.

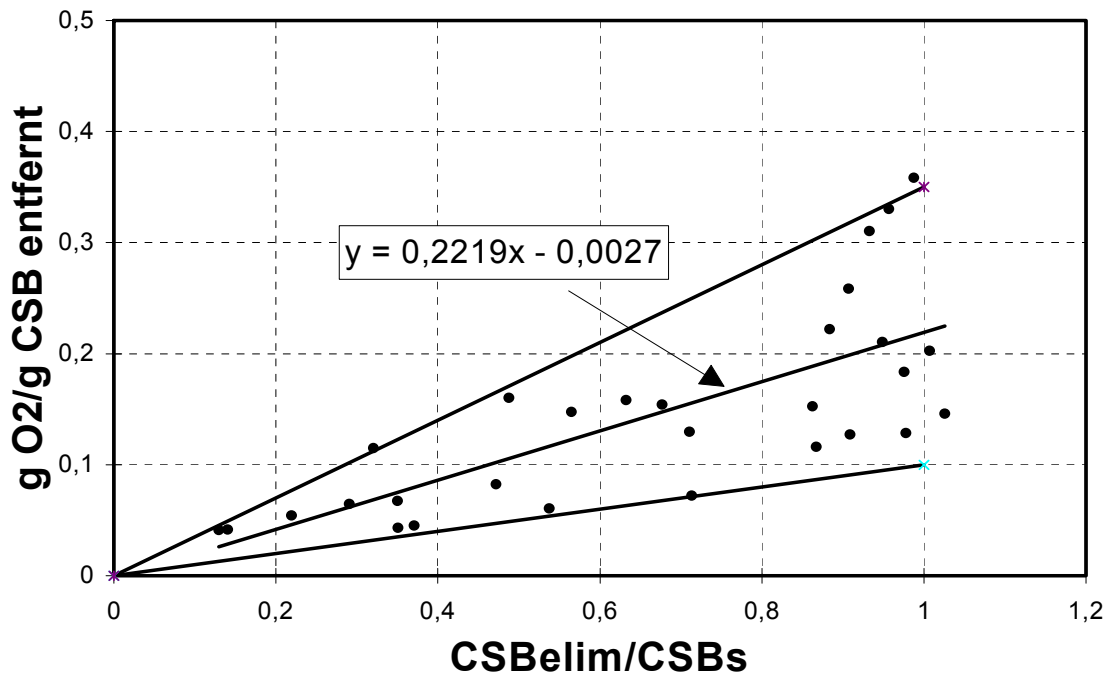


Abbildung 3: Sauerstoffverbrauch für die Substratelimination in Abhängigkeit vom Anteil der eliminierten Säuren am gesamten eliminierten leicht abbaubaren gelösten CSB

2.4 Abhängigkeit der Substratentfernungsgeschwindigkeit von Substratbeschaffenheit und Substratkonzentration

Für die weiteren Betrachtungen wird die spezifische Substratentfernungsgeschwindigkeit $q = v_{ges}/oTS$ (g CSB/(g oTS.h)) eingeführt. Betrachtet man den spezifischen Sauerstoffverbrauch für die Substratelimination a_{CSB} als Maß für die Substratbeschaffenheit, dann ergibt sich zwischen a_{CSB} und q folgender Zusammenhang:

$$q = \frac{v_{ges}}{oTS} = \frac{OV - OVG}{a_{CSB}} \quad (5)$$

Geht man davon aus, daß für die Entfernung des nicht versäuerten gelösten Substrates ein spezifischer Sauerstoffbedarf a_s von 7 % und für die Entfernung der Säuren ein spezifischer Sauerstoffbedarf a_z von 22 % erforderlich sind (siehe Abschnitt 2.3), dann gilt bei limitierter Sauerstoffzufuhr folgende Beziehung:

$$q = \frac{\frac{OV - OVG}{a_z} \cdot \left(1 - \frac{CSB_s}{CSB_{gel}}\right) + \frac{OV - OVG}{a_s} \cdot \left(\frac{CSB_s}{CSB_{gel}}\right)}{oTS} \quad (6)$$

Die Gleichung (6) ist für eine Sauerstoffzufuhr von 370 mg/(l.h), einem OVG von 40 mg/(l.h) und einem oTS-Gehalt von 4,5 g/l, den typischen Randbedingungen, wie sie im Selektor der BARA Leopoldsdorf seit 1994 und in der ersten Kaskade des Selektors der BARA Hohenau auftreten, ausgewertet und in der Abbildung 4 graphisch dargestellt. Die zum Vergleich eingetragenen Datenpunkte stammen von CSB-Bilanzen unter sauerstofflimitierten Bedingungen mit einer konstanten Sauerstoffzufuhr von 370 mg/(l.h) und einer Schlammkonzentration von 3,5 bis 5,0 g oTS/l und zeigen eine brauchbare Übereinstimmung mit der Auswertung nach Gleichung (6).

Im realen Betrieb des Selektors in Leopoldsdorf sowie in der ersten Kaskade des Selektors in Hohenau wird die Substratelimination in der Regel durch die Sauerstoffzufuhr und fallweise auch durch andere Faktoren begrenzt. Die Substratkonzentration ist nur selten der begrenzende Faktor.

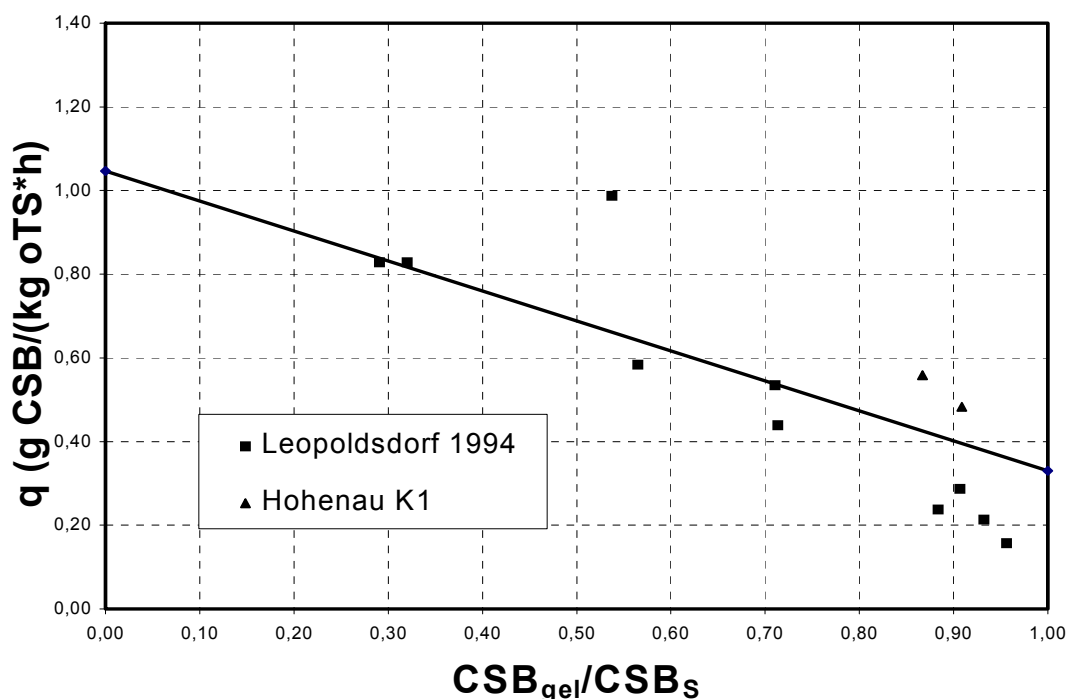


Abbildung 4: Substratentfernungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Anteils an organischen Säuren bezogen auf das entfernte S_s

Die maximale Eliminationsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Substratkonzentration wird nur erreicht, wenn der Belebtschlamm an die Verteilung der Substratkomponenten optimal adaptiert ist, und der Sauerstoffverbrauch nicht durch die Sauerstoffzufuhr limitiert wird. Bei

mehreren Standversuchen wurden diese Kriterien in den ersten Minuten nach Mischung von Abwasser und Rücklaufschlamm erfüllt. In der Abbildung 5 ist die Eliminationsgeschwindigkeit über der Konzentration an gelöstem leicht abbaubarem CSB zu Versuchsbeginn sämtlicher durchgeführter Standversuche aufgetragen. Die maximale spezifische Eliminationsgeschwindigkeit für das Mischsubstrat kann mit Hilfe der empirisch ermittelten Monodfunktion

$$q_{\text{ges}} = 2,5 \frac{S}{S + 120} \quad (7)$$

näherungsweise beschrieben werden. Hier ergibt sich ein Problem der Vergleichbarkeit von realem Betrieb und Standversuch. Im Durchlaufbetrieb ist die Substratkonzentration bei stationärem Betrieb ein konstanter Wert, im Standversuch nimmt die CSB-Konzentration rasch ab. Für den Standversuch ist es daher nicht möglich, den „richtigen“ Konzentrationswert anzugeben. Die Gleichung 7 darf daher nur als qualitative Beschreibung interpretiert werden.

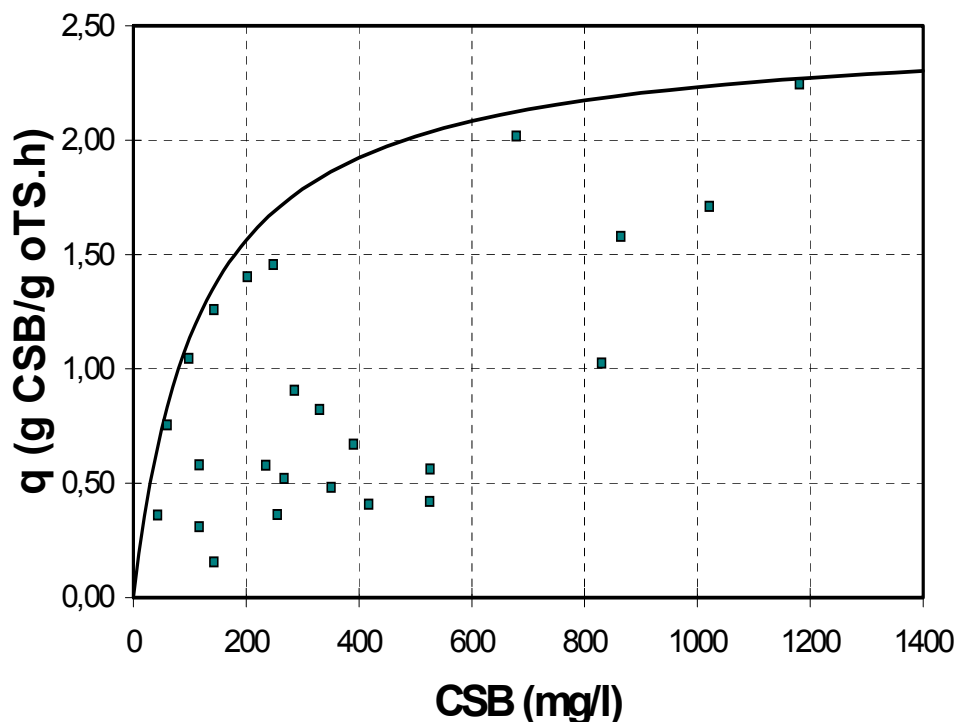


Abbildung 5: Substrateliminationsgeschwindigkeit im Standversuch in Abhängigkeit von der Konzentration an gelöstem leicht abbaubarem Substrat

2.5 Speicherkapazität und Substratentfernung nach Stoßbelastung, maximale Speicherkapazität

Nach extremen Stoßbelastungen wurde festgestellt, daß im Selektor der BARA Leopoldsdorf sehr wenig Substrat entfernt wurde. Der Sauerstoffverbrauch und die entfernte CSB-Fracht weisen darauf hin, daß das entfernte Substrat sofort abgebaut wurde und keine Speicherung stattgefunden hat. Aus der Zulauffracht und dem aus der Sauerstoffzufuhr errechneten Abbau ergibt sich, daß bis zu 0,3 g CSB je g oTS gespeichert wurden. Eine Erhöhung der CSB-Ablaufkonzentration konnte bei diesem Ereignis nicht beobachtet werden. Die Speicherkapazität war dabei weitgehend erschöpft, aber noch nicht überschritten. KROISS (1981) berichtet von Stoßbelastungsversuchen in der technischen Versuchsanlage in Leopoldsdorf, bei denen bis zu 0,28 g CSB je g oTS gespeichert wurden. DOHANYOSOS *et al.* (1971) stellt fest, daß bei Belebtschlamm, der nur einmal täglich in Form einer Stoßbelastung mit Glukosesubstrat versorgt wird, bis zu 400 mg Polysaccharid/g TS gespeichert werden. Bei einem Schlammalter von ca. 10 Tagen erreicht die Speicherkapazität ihren Höhepunkt. Bei einem Schlammalter unter 5 Tagen nimmt die Speicherkapazität sehr rasch ab. Bei einem Gemisch aus Pepton und Glukose wird eine maximale Speicherkapazität von 300 mg Polysaccharid/g TS erreicht. HATZICONSTANTINOUS und ANDREADAKIS (1996) geben an, daß bei Standversuchen unter aeroben Bedingungen bis zu 450 mg CSB je g TS innerhalb von 15 Minuten aufgenommen werden, wobei als Substrat Saccharose verwendet wurde.

2.6 Wachstum und Speicherung im Selektor

Die Vernachlässigung der Speicherung bei der Modellbildung führt bei den meisten Anwendungsfällen zu brauchbaren Ergebnissen, und vereinfacht die Modellbildung. Belebtschlamm ist in der Lage, sehr rasch große Mengen an organischen Verunreinigungen zu entfernen. Bei Versuchen mit kommunalem Abwasser, bei denen erhebliche Teile der organischen Verunreinigung in partikulärer Form vorliegen, werden diese im Kontakt mit Belebtschlamm sehr rasch entfernt. Diese Erscheinung wurde hauptsächlich der Adsorption zugeschrieben. Belebtschlamm ist auch in der Lage, gelöstes Substrat effektiv zu speichern. WUHRMANN *et al.* (1958) untersuchen den Abbau verschiedener gelöster Substrate und erkennen dabei, daß die Entfernung des Substrates nur

durch physiologische Prozesse der Schlammorganismen erfolgt und die Adsorption keinen Einfluß darauf hat.

VAN LOOSDRECHT *et al.* (1996) beschreiben die zellinterne Speicherung von Polymeren wie Polyhydroxybuttersäure (PHB) oder Glycogen als internen Substratspeicher. Glycogen ist als Speichermedium von Bedeutung, wenn für den speichernden Bakterientyp Glycogen im Stoffwechsel eine entscheidende Rolle spielt, oder Zucker im Abwasser vorhanden ist. Bakterien, die zu dieser Speicherung mit hoher Geschwindigkeit fähig sind, müssen ihr Wachstum nicht an das momentan verfügbare Substratangebot anpassen, und können auf dem gespeicherten Substrat gleichmäßig wachsen, auch wenn kein externes Substrat zur Verfügung steht. Die zur Speicherung fähigen Bakterien haben in Regimen mit zyklischem Wechsel zwischen Substratüberschuß und Substratmangel (z.B. Anlagen mit Selektor oder SBR-Anlagen) einen großen Vorteil, und verdrängen die nicht zur Speicherung fähigen Bakterien. Die Speicherung kann unter anaeroben, anoxischen und aeroben Bedingungen erfolgen. Die Energie für die Speicherung des gelösten CSB in der Zelle wird durch Oxidation eines kleinen Teiles des gelösten CSB unter aeroben oder anoxischen Bedingungen gewonnen. Beim anaeroben Selektor wird die Energie durch Hydrolyse von Polyphosphat gewonnen. Das bedeutet aber nicht, daß jede zur Speicherung fähige Art unabhängig von der Sauerstoffversorgung Substrat speichern kann.

Geht man davon aus, daß die CSB-Bilanz auch für die Abbauvorgänge im Selektor Gültigkeit besitzt, was bedeuten würde, daß der gesamte Sauerstoffverbrauch im Selektor zur Energiegewinnung für den Biomasseaufbau genutzt wird, dann kann daraus der maximal mögliche Substratverbrauch für den Biomasseaufbau berechnet werden:

$$\eta_{\text{CSB}} = \frac{\text{OV}}{1 - Y_{\text{H}}} \quad (8)$$

Berechnet man aus dem gesamten Sauerstoffverbrauch im Selektor nach Gleichung (8) den Substratabbau mit einem Y_{H} von 0,67 und vergleicht diese Ergebnisse mit dem gesamten im Selektor entfernten Substrat, dann zeigt sich, daß maximal ca. 20 bis 40 % des im Selektor entfernten Substrates sofort abgebaut werden können. Wenn im Selektor Substrat unter Energieaufwand gespeichert wird, dann muß dafür zumindest ein Teil des verbrauchten Sauerstoffes verwendet werden, und für die endogene Atmung wird ebenfalls

Sauerstoff verbraucht. Das Wachstum muß kleiner sein als die obige Abschätzung über den gesamten verbrauchten Sauerstoff ergibt.

Eine Abschätzung des Abbaues über den Stickstoffverbrauch deutet darauf hin, daß die Bakterien ihren Baustoffwechsel im Selektor gegenüber dem Belebungsbecken nicht wesentlich beschleunigen, und nur 15 bis 20 % des im Selektor entfernten Substrates über Wachstumsvorgänge abgebaut werden (PRENDL 1997).

3 Entwicklung eines Simulationsmodelles

3.1 Allgemeines

Die Anwendung des von KAPPELER (1992b) entwickelten Modelles „Aerober Blähschlamm“ zur Beschreibung des Konkurrenzverhaltens von flockenbildenden und fadenbildenden Mikroorganismen auf die im Abschnitt 4 beschriebenen Belebungsanlagen führte zu einem krassen Widerspruch zwischen Modell und Realität, weil die Speicherung nicht berücksichtigt wird. Andererseits existieren bereits Modelle, die die Substratspeicherung des Belebtschlammes berücksichtigen (HATZICONSTANTINOU und ANDREADAKIS, 1996; NOVÁK *et al.*, 1995).

Ziel des im Verlauf des folgenden Kapitels vorgestellten Modelles ist es, das Konkurrenzverhalten von flockenbildenden und fadenbildenden Mikroorganismen in einem aeroben Selektorsystem zu beschreiben, wobei der entscheidende Mechanismus zur Unterdrückung des massenhaften Wachstums von Fadenbildnern die rasche Aufnahme und Speicherung von leicht abbaubarem gelöstem Substrat durch die Flockenbildner ist. Damit wird jene Gruppe von Blähschlammproblemen erfaßt, bei denen ein hoher Anteil an leicht abbaubarem Substrat im Zulauf zur massenhaften Entwicklung der Fadenbakterien führt. Sehr häufig werden solche Blähschlammereignisse vom Fadenbildner Typ 021N, aber auch von anderen Arten wie z.B. *Sphaerotilus*, verursacht. Das vorliegende Modell wurde primär auf das Konkurrenzverhalten zwischen Flockenbildnern und Fadenbildner Typ 021N abgestimmt. Das folgende Modell wurde anhand der Grundlagen des „Activated Sludge Model No 1“ (HENZE *et al.*, 1986) entwickelt. Die Berechnungen wurden mit dem von

GUJER und HENZE (1991) entwickelten Computerprogramm ASIM 2.1 durchgeführt.

3.2 Grundlagen für die Modellbildung

Als Grundlage für die konkrete Formulierung des Modelles dienen die eigenen Untersuchungen sowie die damit verbundene Literaturstudie.

- Bei hoher Konzentration von gelöstem leicht abbaubarem Substrat erfolgt dessen Elimination aus der flüssigen Phase hauptsächlich durch Speicherung. Flockenbildner, die an den Wechsel zwischen kurzzeitigem Substratüberschuß und längerdauerndem Substratmangel adaptiert sind, speichern besonders effektiv.
- Fadenbildner wie *Sphaerotilus Natans* oder 021N sind nicht in der Lage, in kurzer Zeit nennenswerte Mengen an Substrat aufzunehmen.
- Für die Bildung von zellinternen Kohlenstoffspeichern müssen die Bakterien Energie aufwenden, die durch Oxidation eines kleinen Teiles des eliminierten Substrates gewonnen wird (Van LOOSDRECHT *et al*, 1996).
- Der Sauerstoffverbrauch ist von der Art des Substrates, das in zellinterne Speicherstoffe übergeführt werden soll, abhängig.
- Das gelöste Substrat wird in Hydrolyseprodukte S_H , organische Säuren S_S , die bei der Speicherung einen hohen Sauerstoffverbrauch hervorrufen, und gelöstes leicht abbaubares unversäuertes Substrat S_Z mit niedrigem Sauerstoffverbrauch bei der Speicherung aufgeschlüsselt.
- Die Flockenbildner können S_S und S_Z nur speichern. Das Wachstum erfolgt auf den Hydrolyseprodukten und auf dem gespeicherten Substrat. Diese Vereinfachung im Modell ist zulässig, da die Speicherung viel rascher abläuft als das Wachstum. Das Wachstum auf dem gespeicherten Substrat findet auch im Selektor statt.
- Für die Fadenbildner sind die drei gelösten Substrate prinzipiell gleichwertig. Die Hydrolyse erfolgt in der Schlammflocke. Die Flockenbildner haben einen bevorzugten Zugang zu den Hydrolyseprodukten. Im Modell wird das durch

einen höheren K_H -Wert der Fadenbildner realisiert. Diese Vorgangsweise folgt der Argumentation von KAPPELER (1992b).

- Die Speicherung erfolgt nach einer Monod-Funktion. Die Speicherkapazität des Schlammes ist begrenzt. Die Speichergeschwindigkeit ist von der freien Speicherkapazität abhängig.
- Die Speicherung erfolgt auch unter anoxischen Bedingungen, jedoch mit einer reduzierten Geschwindigkeit gegenüber aeroben Bedingungen (HATZICONSTANTINOOU und ANDREADAKIS, 1996).
- Der Fadenbildner vom Typ 021N, auf den das Modell primär abgestimmt wird, ist nach WANNER *et al.*(1987a) fakultativ aerob und kann unter anoxischen Bedingungen nicht wachsen.
- Die Fadenbildner haben bei niedrigen Konzentrationen von O_2 , S_S , S_Z und NH_4-N einen bevorzugten Zugang zu diesen Substraten, was im Modell durch niedrigere Sättigungsbeiwerte für Fadenbildner gegenüber Flockenbildnern berücksichtigt wird.

3.3 Formulierung des Modells

Die stöchiometrische Matrix ist in

Tabelle 2, die Prozeßgeschwindigkeiten sind in Tabelle 3 dargestellt. Als Stoffgruppen werden im Modell berücksichtigt:

- gelöster Sauerstoff S_{O_2}
- gelöstes, leicht abbaubares, versäuertes Substrat S_S
- gelöstes, leicht abbaubares, unversäuertes Substrat S_Z
- gelöstes, hydrolysiertes Substrat S_H
- gelöster inerte CSB S_I
- partikuläres hydrolysierbares „schwer abbaubares“ Substrat X_S
- partikuläre inerte organische Stoffe X_I
- leicht abbaubares, von Flockenbildnern gespeichertes Substrat X_{INS}
- flockenbildende heterotrophe Biomasse X_{Floc}
- Biomasse der Nitrifikanten X_{Nitr}
- Biomasse der heterotrophen Fadenbildner X_{Fil}
- Ammonium S_{NH_4}
- Nitrat S_{NO_3}

Für das Wachstum der heterotrophen Flockenbildner werden je zwei Wachstumsprozesse unter aeroben und anoxischen Bedingungen eingeführt. Die Flockenbildner können auf den Hydrolyseprodukten und auf dem gespeicherten Substrat wachsen. Das Wachstum auf dem gespeicherten Substrat und auf den Hydrolyseprodukten verläuft nebeneinander. Damit die maximale Wachstumsrate der Flockenbildner nicht überschritten werden kann, wird diese auf die beiden parallel laufenden Wachstumsprozesse aufgeteilt. Besser wäre es für beide Wachstumsprozesse, die maximale Wachstumsrate anzusetzen und eine gegenseitige Substrathemmung einzuführen. Diese Vorgangsweise ist jedoch mit dem verwendeten Computerprogramm nicht realisierbar.

Auf den beiden leicht abbaubaren Substraten S_S und S_Z können die Flockenbildner nicht direkt wachsen. Damit S_S und S_Z für den Biomasseaufbau der Flockenbildner verwertet werden können, müssen sie zuerst gespeichert werden.

Für die Speicherung von S_S und S_Z wird jeweils unter aeroben und anoxischen Bedingungen ein eigener Prozeß eingeführt. Die Speicherung von S_S und S_Z laufen parallel ab und beeinflussen einander nicht gegenseitig. Bei Anwesenheit von Sauerstoff werden die Speicherprozesse für anoxische Bedingungen gehemmt. Die Speicherung wird in Abhängigkeit vom Verhältnis von gespeichertem Substrat zur Menge an Flockenbildnern gehemmt, um eine Überschreitung der maximalen Speicherkapazität zu vermeiden.

Für die Nitrifikanten wird der klassische Wachstumsprozeß aus dem „Activated Sludge Model No 1“ verwendet.

Für die Fadenbildner wird je ein Wachstumsprozeß für Wachstum auf S_S , S_Z und S_H eingeführt. Damit die maximale Wachstumsrate nicht überschritten werden kann, sind diese drei Prozesse mit einem Hemmterm für Wachstum auf drei Substraten versehen.

Tabelle 2: Stöchiometrische Matrix

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	S _{O2}	S _S	S _Z	S _H	S _I	X _S	X _I	X _{INS}	X _{Floc}	X _{Nitr}	X _{Fil}	S _{NH4}	S _{NO3}
Flockenbildner X _{Floc}													
1 Wachs.aerob S _H	$-\frac{1-Y_H}{Y_H}$			$-\frac{1}{Y_H}$					+1			-i _{XB}	
2 Wachs.aerob X _{INS}	$-\frac{1-Y_{HS}}{Y_{HS}}$							$-\frac{1}{Y_{HS}}$	+1			-i _{XB}	
3 Wachs.anox. S _H				$-\frac{1}{Y_H}$					+1			-i _{XB}	$-\frac{1-Y_H}{2,86Y_H}$
4 Wachs.anox.X _{INS}								$-\frac{1}{Y_{HS}}$	+1			-i _{XB}	$-\frac{1-Y_{HS}}{2,86Y_{HS}}$
5 Speicher. aerob S _S	-a _S	-1						1-a _S					
6 Speicher. aerob S _Z	-a _Z		-1					1-a _Z					
7 Speicher. anox. S _S		-1						1-a _S					$-\frac{a_S}{2,86}$
8 Speicher. anox. S _Z			-1					1-a _Z					$-\frac{a_Z}{2,86}$
9 Zerfall						1-f _i	+f _i		-1				
Nitrifikanten X _{Nitr}													
10 Wachstum	$-\frac{4,57-Y_A}{Y_A}$									+1		-i _{XB}	$\frac{1}{Y_A}$
11 Zerfall						1-f _i	+f _i		-1				
Fadenbildner X _{Fil}													
12 Wachs.aerob S _S	$-\frac{1-Y_H}{Y_H}$	$-\frac{1}{Y_H}$									+1	-i _{XB}	
13 Wachs.aerob S _Z	$-\frac{1-Y_H}{Y_H}$		$-\frac{1}{Y_H}$								+1	-i _{XB}	
14 Wachs.aerob S _H	$-\frac{1-Y_H}{Y_H}$			$-\frac{1}{Y_H}$							+1	-i _{XB}	
15 Zerfall						1-f _i	+f _i				-1		
Hydrolyse													
16 aerob				+1		-1						+i _{XB}	
17 anoxisch				+1		-1						+i _{XB}	

Tabelle 3: Prozeßgeschwindigkeiten

Prozeß		Prozeßgeschwindigkeit
Heterotrophe Flockenbildner X_{Floc}		
1	Wachstum aerob, S_H	$0,33 \cdot \mu_{max, Floc} \cdot \left[\frac{S_H}{S_H + K_{SH}} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Floc}$
2	Wachstum aerob, X_{INS}	$0,66 \cdot \mu_{max, Floc} \cdot \left[\frac{X_{INS} / X_{Floc}}{X_{INS} / X_{Floc} + K_{INS}} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Floc}$
3	Wachstum anox., S_H	$0,33 \cdot \mu_{max, Floc} \cdot \eta_g \cdot \left[\frac{S_H}{S_H + K_{SH}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NO_3}}{S_{NO_3} + K_{NO_3}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot \left[\frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \right] X_{Floc}$
4	Wachstum anox., X_{INS}	$0,66 \cdot \mu_{max, Floc} \cdot \eta_g \cdot \left[\frac{X_{INS} / X_{Floc}}{X_{INS} / X_{Floc} + K_{INS}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NO_3}}{S_{NO_3} + K_{NO_3}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot \left[\frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \right] X_{Floc}$
5	Speicher. aerob, S_S	$r_S \cdot \left[\frac{S_S}{S_S + K_{SS}} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{SO_2}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right] \cdot X_{Floc}$
6	Speicher. aerob, S_Z	$r_Z \cdot \left[\frac{S_Z}{S_Z + K_{SZ}} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{SO_2}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right] \cdot X_{Floc}$
7	Speicher. anox., S_S	$r_S \cdot \eta_g \cdot \left[\frac{S_S}{S_S + K_{SS}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NO_3}}{S_{NO_3} + K_{NO_3}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right]^2 \cdot \left[\frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \right] \cdot X_{Floc}$
8	Speicher. anox. S_Z	$r_S \cdot \eta_g \cdot \left[\frac{S_Z}{S_Z + K_{SZ}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NO_3}}{S_{NO_3} + K_{NO_3}} \right] \cdot \left[\frac{K_{X_{INS}}}{K_{X_{INS}} + X_{INS} / X_{Floc}} \right]^2 \cdot \left[\frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \right] \cdot X_{Floc}$
9	Zerfall	$b_{Floc} X_{Floc}$
Nitrifikanten X_{Nitr}		
10	Wachstum	$\mu_{max, Nitr} \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Nitr}$
11	Zerfall	$b_{Nitr} \cdot X_{Nitr}$

Fortsetzung Tabelle 3

		Fadenbildner X_{Fil}
12	Wachstum aerob, S_S	$\mu_{max, Fil} \cdot \left[\frac{S_S}{S_S + K_S} \cdot \frac{S_H}{S_H + S_S + S_Z} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Fil}$
13	Wachstum aerob, S_Z	$\mu_{max, Fil} \cdot \left[\frac{S_Z}{S_Z + K_Z} \cdot \frac{S_Z}{S_H + S_S + S_Z} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Fil}$
14	Wachstum aerob, S_H	$\mu_{max, Fil} \cdot \left[\frac{S_H}{S_H + K_H} \cdot \frac{S_H}{S_H + S_S + S_Z} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right] \cdot X_{Fil}$
15	Lyse	$b_{Fil} \cdot X_{Fil}$
		Hydrolyse
16	aerob	$k_h \cdot \left[\frac{X_S / X_{Floc}}{K_X + X_S / X_{Floc}} \right] \cdot \left[\frac{S_{O_2}}{S_{O_2} + K_{O_2}} \right] \cdot X_{Floc}$
17	anoxisch	$k_h \cdot \eta_h \cdot \left[\frac{X_S / X_{Floc}}{K_X + X_S / X_{Floc}} \right] \cdot \left[\frac{S_{NO_3}}{S_{NO_3} + K_{NO_3}} \right] \cdot \left[\frac{K_{O_2}}{K_{O_2} + S_{O_2}} \right] \cdot X_{Floc}$

Für den Zerfall und die Hydrolyse wird von den grundsätzlichen Überlegungen des „Activated Sludge Model No 1“ ausgegangen. Den Fadenbildnern wird der Zugang zu den Hydrolyseprodukten durch die Festlegung der kinetischen Parameter wesentlich erschwert. Zerfall und Hydrolyse haben daher nur eine untergeordnete Bedeutung für das Konkurrenzverhalten von Flockenbildnern und Fadenbildnern. Diese beiden Modellkomponenten werden möglichst vereinfacht.

Für die drei Organismengruppen wird je ein Zerfallsprozeß angegeben. Beim Zerfall wird ein kleiner Teil der Biomasse in inerte partikuläre Stoffe übergeführt. Die Freisetzung von Stickstoff erfolgt erst mit der Hydrolyse. Das bei den Zerfallsprozessen entstehende X_S wird mit dem im Zulauf enthaltenen X_S in einem gemeinsamen Hydrolyseschritt in S_H übergeführt. Im gleichen Prozeß erfolgt auch die Freisetzung des Ammoniums aus den Zerfallsprodukten. Diese Vereinfachung bedingt, daß der Stickstoffanteil in der Biomasse der drei

Organismengruppen und im schwer abbaubaren CSB im Zulauf gleich hoch sein muß. Auf den Zwischenschritt der Ammonifikation wird verzichtet.

3.4 Stöchiometrische und Kinetische Parameter

In dem im Abschnitt 3.3 formulierten Modell sind folgende stöchiometrische und kinetische Parameter enthalten:

- Maximale Wachstumsgeschwindigkeit μ_{\max} der drei Organismengruppen X_{Floc} , X_{Nitr} , X_{Fil}
- Sättigungsbeiwert K_H für das Wachstum auf Hydrolyseprodukt S_H für X_{Floc} und X_{fil}
- Sättigungsbeiwerte K_{S_S} und K_{S_Z} für Wachstum auf S_S bzw. S_Z für X_{Fil}
- Sauerstoffsättigungsbeiwert K_{O_2} für die drei Organismengruppen
- Nitratsättigungsbeiwert K_{NO_3} für die Flockenbildner
- Ammoniumsättigungsbeiwert K_{NH_4} für die drei Organismengruppen
- Sättigungsbeiwert für Wachstum auf gespeichertem Substrat K_{INS}
- Reduktionsfaktor für anoxisches Wachstum und Denitrifikation η_g
- maximale Speichergeschwindigkeit r_S und r_Z für die Speicherung von S_S und S_Z durch die Flockenbildner
- Substratsättigungsbeiwerte K_{S_S} und K_{S_Z} für die Speicherung von S_S und S_Z
- Hemmbeiwert zur Beschränkung der Speicherkapazität K_{XINS}
- Koeffizienten für den spezifischen Sauerstoffverbrauch a_S und a_Z für die Speicherung von S_S und S_Z
- Ausnutzungskoeffizient Y_H für die Flockenbildner und Fadenbildner bei Wachstum auf gelöstem Substrat
- Ausnutzungskoeffizient Y_{HS} für die Flockenbildner bei Wachstum auf gespeichertem Substrat
- Ausnutzungskoeffizient Y_A der Nitrifikanten
- Zerfallsbeiwerte b für die drei Organismengruppen

- Koeffizient für den inerten Anteil bei Zerfall der Biomasse f_I
- N/CSB-Verhältnis in der Biomasse i_{XB}
- Hydrolysebeiwert für aerobe Bedingungen k_H
- Reduktionsfaktor für anoxische Hydrolyse η_h

3.4.1 Parameter der heterotrophen Flockenbildner

Der Sauerstoffverbrauch für die Speicherung des unversäuerten Substrates a_Z wird entsprechend den Ergebnissen des Abschnitts 2.3 mit $0,07 \text{ g O}_2/\text{gCSB}$, und der Sauerstoffverbrauch für die Speicherung der Säuren a_S mit $0,22 \text{ g O}_2/\text{gCSB}$ angesetzt. Der Ausnutzungskoeffizient wird auf Basis von Literaturangaben analog zu vorhergehenden Abschnitten mit $0,67$ angenommen. Dieser Wert gilt für Mischsubstrat wie es im Abwasser vorkommt. Für Einzelsubstanzen weicht Y_H jedoch zum Teil erheblich ab, wobei der Wert für Glukose deutlich höher liegt. McCARTY (1964) gibt für Glukose ein Y_H von $0,79$, und im Vergleich dazu, für Acetat $0,5$ und für Propionat $0,6$ an. FRANZ (1993) findet für Glukose in einer Untersuchungsreihe ein Y_H von $0,78$, in der Tabelle 4 sind die Vergleichswerte für andere Substanzen angeführt. Berücksichtigt man diesen Umstand, und setzt für das nicht versäuerte leicht abbaubare Substrat S_Z ein Y_{HSZ} von $0,78$, und für das versäuerte leicht abbaubare Substrat ein Y_{HSS} von $0,63$ an, so ergibt sich für das Mischsubstrat bei einem Anteil von $30\% S_Z$ und $70\% S_S$ einen Ausnutzungskoeffizienten von $0,67$.

Tabelle 4: Y_H -Wert für Einzelsubstanzen (FRANZ, 1993)

Substanz	Ausnutzungskoeffizient Y_H
Glukose	0,78
Essigsäure	0,68
Propionsäure	0,69
Buttersäure	0,59
Ameisensäure	0,15

Bei Wachstum auf dem gespeicherten Substrat muß der Sauerstoffverbrauch für die Speicherung berücksichtigt werden, dann gilt.

$$Y_{HS} = \frac{Y_{HSS}}{1 - a_s} \quad \text{und} \quad Y_{HS} = \frac{Y_{HSZ}}{1 - a_z}$$

Daraus ergibt sich für das Wachstum auf gespeichertem S_S ein Y_{HS} von 0,81 und für das Wachstum auf gespeichertem S_Z ein Y_{HS} von 0,84. Im Modell wird für Wachstum auf gespeichertem Substrat ein mittlerer Wert für Y_{HS} mit 0,82 angesetzt.

Für f_i , den Koeffizienten für den inerten Anteil bei Zerfall der Biomasse, wird von den Autoren des „Activated Sludge Model No. 1“ (HENZE *et al.*, 1986) folgend ein Wert von 0,08 gewählt. Für das N/CSB-Verhältnis wird aus eigenen Meßergebnissen ein Wert von 0,07 in das Modell eingeführt.

Die maximale Wachstumsrate μ_{max} der Flockenbildner wird mit 6,0 angenommen und auf die beiden parallel laufenden Prozesse, Wachstum auf S_H mit $0,33 \cdot \mu_{max} = 2,0/d$, und Wachstum auf dem gespeicherten Substrat mit $0,66 \cdot \mu_{max} = 4,0/d$, aufgeteilt. Die Sättigungsbeiwerte für K_H , K_{O_2} , K_{NO_3} und K_{NH_4} entsprechen den Empfehlungen der Autoren des „Activated Sludge Model No. 1“. Die Zahlenwerte sind in der Tabelle 5 für alle in diesem Modell enthaltenen kinetischen und stöchiometrischen Parameter angeführt. Der Reduktionsfaktor für anoxisches Wachstum wird mit 0,8 angesetzt. Für den Substratsättigungsbeiwert für Wachstum auf dem gespeicherten Substrat, K_{XINS} , wird 0,1 als ein „passender Wert“ angenommen.

Die von NOVÁK *et al.* (1995) verwendete Hemmfunktion $K - (X_{INS}/X_{Floc})$ unterbricht die Speicherung vollständig und schlagartig, wenn die Speicherkapazität erschöpft ist, was mit eigenen Beobachtungen nicht übereinstimmt (Abbildung 6). HATZICONSTANTINOUS und ANDREADAKIS (1996) verwenden als Hemmterm eine Funktion der Form $K/(K+X_{INS}/X_{Floc})$ zur Reduzierung der Speichergeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Verhältnis gespeichertes Substrat zu speicherfähiger Biomasse. Damit ist jedoch keine wirksame Begrenzung der Speicherkapazität zu erreichen. Mit der empirisch angesetzte Hemmfunktion $(K/(K+X_{INS}/X_{Floc}))^2$ läßt sich die Speicherkapazität nicht absolut begrenzen, die Speichergeschwindigkeit wird jedoch bei Erreichen der maximalen Speicherkapazität stark reduziert (Abbildung 6).

Tabelle 5: Kinetische und stöchiometrische Parameter bei 20 °C

Kinetische Parameter		X _{Floc}	X _{Nitr}	X _{Fil}	Dimension
max. Wachstumsgeschwindigkeit	μ_{max}	6	0,8	4	d ⁻¹
S _H -Sättigungsbeiwert	K _H	1	-	4	g CSB/m ³
S _S -Sättigungsbeiwert für Wachstum	K _S	-	-	0,5	g CSB/m ³
S _Z -Sättigungsbeiwert für Wachstum	K _Z	-	-	0,5	g CSB/m ³
O ₂ Sättigungsbeiwert Wachstum	K _{O₂}	0,2	1	0,1	g O ₂ /m ³
NO ₃ -Sättigungsbeiwert	K _{NO₃}	0,5	-	-	g NO ₃ -N/m ³
NH ₄ -Sättigungsbeiwert	K _{NH₄}	0,1	0,4	0,05	g NH ₄ -N/m ^{3*}
X _{INS} Sättigungsbeiwert	K _{INS}	0,1	-	-	-
Reduktionsfaktor für anox. Wachst.	η_g	0,8	-	-	-
max. Speichergeschwindigk. auf S _S	r _S	25	-	-	d ⁻¹
max. Speichergeschwindigk. auf S _Z	r _Z	45	-	-	d ⁻¹
S _S -Sättigungsbeiwert für Speich.	K _{SS}	30	-	-	g CSB/m ³
S _Z -Sättigungsbeiwert für Speich.	K _{SZ}	30	-	-	g CSB/m ³
Hemmbeiwert für Speicherung	K _{X_{INS}}	0,1	-	-	-
O ₂ -Verbrauchskoeff. für Speich. S _S	a _S	0,22			g O ₂ /gCSB
O ₂ -Verbrauchskoeff. für Speich. S _Z	a _Z	0,07			g O ₂ /gCSB
O ₂ -Sättigungsbeiwert Speicherung	K _{SO₂}	0,1			g O ₂ /m ³
Ausnutzungskoeff. von X _{floc} , X _{Fil}	Y _H	0,67	-	0,67	g CSB/gCSB
Ausnutzungskoeffizient von X _{floc} , bei Wachstum auf X _{INS}	Y _{HS}	0,82	-	-	g CSB/gCSB
Ausnutzungskoeffizient von X _{Nitr}	Y _A	-	0,24	-	g CSB/g N
Zerfallsbeiwert	b	0,62	0,15	0,62	d ⁻¹
Koeffizient für inerten Anteil bei Zerfall	f _I	0,08	0,08	0,08	g CSB/gCSB
N/CSB-Verhältnis in der Biomasse	i _{XB}	0,07	0,07	0,07	g N/gCSB
Hydrolysebeiwert für aerobe Bed..	k _H	3			d ⁻¹
Reduktionsfaktor für anox. Hydrol.	η_h	0,6			-

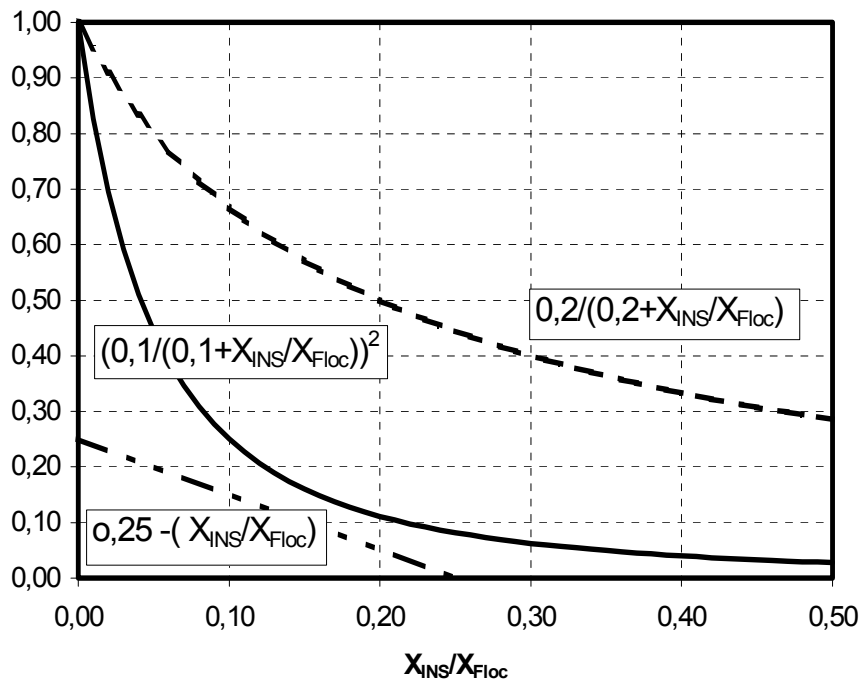


Abbildung 6: Speicherhemmfunktionen

Die maximalen Speichergeschwindigkeiten r_s und r_z haben gemeinsam mit Substratsättigungsbeiwerten für die Speicherung K_{SS} und K_{SZ} einen großen Einfluß auf die Speichergeschwindigkeit, und damit auf das Konkurrenzverhalten von Fadenbildnern und Flockenbildnern. Die maximale Speichergeschwindigkeit als Summe von r_s und r_z wurde im Abschnitt 2.4 bestimmt. Die Sättigungsbeiwerte K_{SS} und K_{SZ} wurden im Abschnitt 2.4 mit Hilfe einer recht groben Abschätzung bestimmt. Aus den Untersuchungsergebnissen sind die Werte für die Parameter r_s , r_z , K_{SS} und K_{SZ} nur näherungsweise abschätzbar. Durch Variation der Werte wurde festgestellt, daß mit $r_s = 25/d$, $r_z = 45/d$ und $K_{SS} = K_{SZ} = 30 \text{ mg CSB/l}$ die Speichergeschwindigkeit im Modell mit den in den Selektoren gemessenen Substrateliminationsgeschwindigkeiten sehr gut übereinstimmt.

3.4.2 Parameter der Nitrifikanten

Die Nitrifikation ist bei der Reinigung von vorwiegend organisch belasteten Abwässern nicht von großer Bedeutung. Die Stickstoffentfernung durch Nitrifikation und Denitrifikation kann jedoch fallweise ein Konkurrenzfaktor für die Stickstoffversorgung der heterotrophen Organismen sein. Für die Werte der kinetischen und stöchiometrischen Parameter für die Nitrifikanten werden die im

„Activated Sludge Model No. 1“ (HENZE *et al.*, 1986) empfohlenen Werte übernommen.

3.4.3 Parameter der Fadenbildner

Bei der Festlegung der Modellparameter für die Flockenbildner wird grundsätzlich von den physiologischen Eigenschaften des Fadenbildners 021N ausgegangen. Für die stöchiometrischen Parameter werden die gleichen Werte wie für die heterotrophen Flockenbildner angesetzt. Die maximale Wachstumsrate für den Typ 021N werden von RICHARD *et al.* (1985) und von Van NIEKERK *et al.* (1987) mit 3,6 bis 4,1/d angegeben. Für das Modell wird ein Wert von 4,0/d angesetzt.

Die Sättigungsbeiwert K_H für Wachstum auf den Hydrolyseprodukten wird nach der Abschätzung von KAPPELER (1992b) mit 4,0 g CSB/m³ festgelegt. Damit wird den Fadenbildnern der Zugang zu den Hydrolyseprodukten gegenüber den Flockenbildnern, wo ein K_H -Wert von 1,0 g CSB/m³ in das Modell eingesetzt wird, deutlich erschwert, und damit dem Umstand Rechnung getragen, daß die Hydrolyse vorwiegend in der Schlammflocke passiert, und die Hydrolyseprodukte in der Schlammflocke wieder aufgenommen werden, bevor sie aus der Umgebung der Schlammflocke diffundieren können. Diese Überlegungen werden von den eigenen Untersuchungen bestätigt, wo nur dann aus den Schlammflocken herauswachsende Fäden beobachtet werden konnten, wenn leicht abbaubares Substrat aus dem Zulauf in das Belebungsbecken gelangt ist. Die höhere Ammoniumaufnahme bei niedriger Konzentration durch die Fadenbildner wird im Modell durch den K_{NH_4} von 0,05 berücksichtigt.

4 Modellverifikation

4.1 Interpretation von Ergebnissen der Modellrechnung

Die Modellrechnung liefert die Konzentration an aktiver flockenbildender und fadenbildender Biomasse, oder den relativen Anteil von Fadenbildner zu Flockenbildner. Die Konzentration an flockenbildender Biomasse im Belebtschlamm läßt sich, wenn überhaupt, bestenfalls mit hohem Aufwand für wissenschaftliche Zwecke bestimmen. In der Praxis der Abwasserreinigung wird das Absetzverhalten des Belebtschlammes durch den Schlammindex

beschrieben. Nach Schätzungen von PALM *et al.*(1980) tritt bereits Blähschlamm auf, wenn der Anteil der Fadenbildner am Anteil des Volumens der Schlammflocken 1% überschreitet. WAGNER (1982a) gibt einen Zusammenhang zwischen Fädigkeitsstufe und Schlamminde an. Bei eigenen Schlammuntersuchungen wurde eine brauchbare Übereinstimmung mit dem angegebenen Zusammenhang zwischen Schlamminde und Fädigkeitsstufe (Tabelle 6) festgestellt. Bei hohem mineralischem Anteil des Schlammes wurden jedoch im Vergleich zu Tabelle 6 niedrigere Schlamminde beobachtet.

Tabelle 6: Zusammenhang zwischen Fädigkeit und Schlamminde nach WAGNER (1982a)

Geschätzte Fädigkeit	Schlamminde (ml/g)	
	50 %-Wert	84 %-Wert
0 (nicht fädig)	61	85
1 (schwach fädig)	68	99
2 (mäßig fädig)	99	143
3 (mäßig-stark fädig)	134	197
4 (stark fädig)	264	430
5 (extrem fädig)	694	1075

Geht man davon aus, daß die Fädigkeitsstufe 3 einem Schlamminde von ca. 150 ml/g und einem Fadenanteil von 1% bezogen auf die gesamte organische Substanz im Belebtschlamm entspricht, dann kann anhand der Referenzbilder zur Bestimmung der Fädigkeit nach EIKELBOOM und Van BUIJSEN (1983) abgeschätzt werden, daß bei einem Fadenanteil von 2% bereits ein Schlamminde von 200 bis 300 ml/g auftritt, und ein Fadenanteil von 3 bis 5 % bereits zu einem Schlamminde von über 500 ml/g führt. In gleicher Weise kann der Fädigkeitsstufe 2 ein Fadenanteil von ca. 0,5 % zugeordnet werden. Die Untersuchungen in Leopoldsdorf haben gezeigt, daß bei Fädigkeitsstufe 2 bereits eine latente Blähschlammgefahr vorliegt. Bei der Beurteilung von Ergebnissen der Modellrechnung mit dem oben beschriebenen Modell muß davon ausgegangen werden, daß bei einem Fadenanteil von 0,5 % bereits eine akute Blähschlammgefahr vorliegt, und bei einem Fadenanteil von 1 bis 2 % bereits Blähschlamm auftritt.

4.2 Verifikation des Modelles anhand aufgetretener Blähschlammereignisse

Zur Überprüfung des oben beschriebenen mathematischen Modelles werden zwei beobachtete Ereignisse simuliert und mit den Betriebsergebnissen verglichen. Bei dem ersten der beiden Ereignisse handelt es sich um ein 1992 in der BARA Leopoldsdorf aufgetretenes Blähschlammereignis. In der Tabelle 7 sind die Eingabewerte der einzelnen Stoffgruppen für die Simulationsrechnung angegeben.

Tabelle 7: Eingabewerte für die Simulationsrechnung für das Blähschlammereignis „Leopoldsdorf 1992“

Datum	Zeit h	S _S t/d	S _Z t/d	S _I t/d	X _S t/d	X _I t/d	S _{NH4} t/d	CSB t/d
25.11.92	0-24	7,4	3,4	1,4	6,8	3,2	0,5	22,1
26.11.92	24-48	7,4	3,4	1,4	6,8	3,2	0,5	22,1
27.11.92	48-72	7,4	3,4	1,4	6,8	3,2	0,5	22,1
28.11.92	72-96	7,4	3,4	1,4	6,8	3,2	0,5	22,1
29.11.92	96-120	6,8	3,4	1,4	6,8	3,2	0,5	21,4
30.11.92	120-144	8,1	4,1	1,4	6,8	3,2	0,5	23,4
01.12.92	144-168	8,8	4,7	1,4	6,8	3,2	0,5	24,8
02.12.92	168-192	10,1	4,7	1,4	6,8	3,2	0,5	26,1
03.12.92	192-216	10,1	4,7	1,4	6,8	3,2	0,5	26,1
04.12.92	216-240	8,1	4,1	1,4	6,8	3,2	0,5	23,4
05.12.92	240-264	11,5	4,1	1,4	6,8	3,2	0,5	26,8
06.12.92	264-288	9,5	4,1	1,4	6,8	3,2	0,5	24,8
07.12.92	288-312	8,8	4,7	1,4	6,8	3,2	0,5	24,8
08.12.92	312-336	13,5	30,4	1,4	6,8	3,2	1,1	55,1
09.12.92	336-360	10,1	10,1	1,4	6,8	3,2	1,1	31,5
10.12.92	360-384	11,5	8,8	1,4	6,8	3,2	1,1	31,5
11.12.92	384-408	11,5	8,8	1,4	6,8	3,2	0,5	31,5
12.12.92	408-432	10,1	4,7	1,4	6,8	3,2	0,5	26,1
13.12.92	432-456	10,1	4,7	1,4	6,8	3,2	0,7	26,1
14.12.92	456-480	15,5	10,1	1,4	6,8	3,2	0,7	36,9
15.12.92	480-504	10,1	6,8	1,4	6,8	3,2	0,7	28,1
16.12.92	504-528	6,8	6,8	1,4	6,8	3,2	0,8	24,8
17.12.92	528-552	13,5	12,2	1,4	6,8	3,2	0,7	36,9
18.12.92	552-576	16,9	13,5	1,4	6,8	3,2	0,7	41,6

Die Aufteilung der gesamten CSB-Zulaufkraft auf die Modellstoffgruppen erfolgt aufbauend auf die Aufzeichnungen des Betriebstagebuches, ergänzt durch eigene Bestimmung von S_S und S_Z im Abstand von ca. 5 Tagen. Für die Modellrechnung wurde für die Sauerstoffzufuhr im Selektor ein kLa-Wert von

400/d entsprechend der maximalen Sauerstoffzufuhrleistung des Belüftungssystems eingegeben. Im Belebungsbecken wurde die Sauerstoffkonzentration entsprechend der ausreichenden Sauerstoffzufuhr der Großanlage mit 1,0 mg O₂/l geregelt, wobei auch die unzureichende Sauerstoffversorgung durch die Stoßbelastung vom 8. 12. durch einen Sauerstoffgehalt von 0,1 mg/l berücksichtigt wurde.

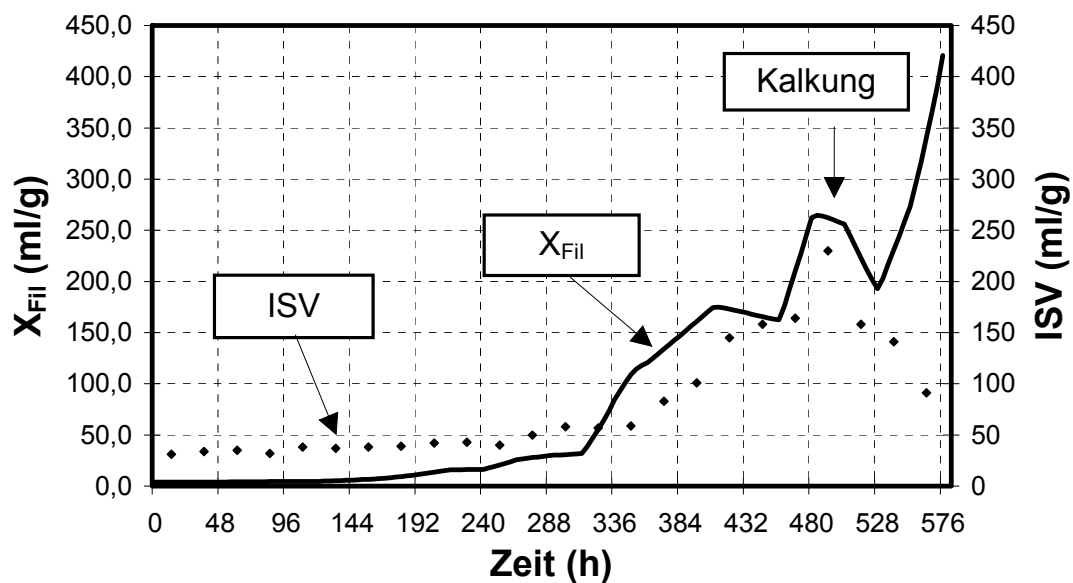


Abbildung 7: Vergleich der Konzentration an Fadenbildnern mit dem Schlammindex beim Blähschlammereignis „Leopoldsdorf 1992“

Die mit der Simulationsrechnung erhaltene Konzentration an Fadenbildnern im Belebtschlamm zeigte bis zum Beginn der Blähschlammbekämpfung durch Kalkung eine sehr gute qualitative Übereinstimmung mit dem Schlammindex (Abbildung 7). Mit Beginn der Kalkung nimmt der Schlammindex rasch ab. In der Simulationsrechnung, wo die Kalkung nicht berücksichtigt wird, nimmt die Konzentration an Fadenbildnern weiter zu. Nachdem die Schlammkonzentration während des betrachteten Zeitraumes annähernd konstant war, zeigt der relative Anteil an Fadenbildnern einen ähnlichen Verlauf wie die Konzentration an Fadenbildnern (Abbildung 8). Bei dieser Darstellungsweise ist ebenfalls eine sehr gute qualitative Übereinstimmung zwischen Modellrechnung und Betriebsergebnissen gegeben. Mit der Einstufung des Schlammes in die

Fädigkeitsstufe 1-2 am 6. 12. (280 h) und 4 am 14. 12. (495 h) ist auch eine brauchbare Übereinstimmung mit der quantitativen Abschätzung des Zusammenhanges zwischen Schlammindex, Fädigkeitsstufe und relativem Anteil an Fadenbildnern (Abschnitt 4.1) gegeben.

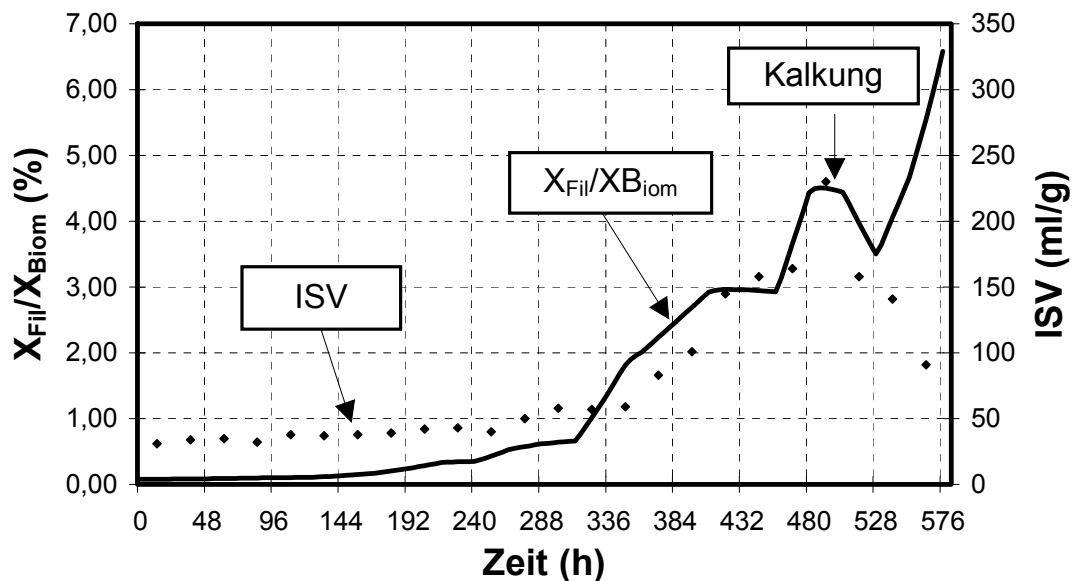


Abbildung 8: Vergleich des relativen Anteils an Fadenbildnern mit dem Schlammindex beim Blähschlammereignis „Leopoldsdorf 1992“

Als zweites Beispiel zur Überprüfung des Modelles wird die Einfahrsituation der BARA Hohenau verwendet. Damit der Vergleich von Modellrechnung und Betriebsergebnissen besser interpretierbar wird, muß vorweg die Ausgangssituation beschrieben werden. Zur Überprüfung der hydraulischen Funktionsfähigkeit sowie zur Durchführung der Sauerstoffzufuhrmessung wurde die Anlage einige Tage vor Kampagnebeginn mit Marchwasser befüllt. Während der letzten Vorbereitungsarbeiten zum Anfahren der Fabrik sind bereits geringe Mengen an zuckerhaltigem Abwasser in die Kläranlage gelangt. Mit Beginn der Rübenverarbeitung wurden der Rücklaufschlammkreislauf und die Belüftung in Betrieb gesetzt und alle anfallenden Abwässer in die BARA eingeleitet. Unmittelbar nach Beginn der Rübenschwemme sollten ca. 20 t Erde zur Animpfung in die Belebung eingeleitet werden. Nachdem es vorerst nicht gelang, die gewünschte Erdmenge in die Belebung einzubringen, blieb der

Impfeffekt weitgehend aus. Innerhalb eines Tages kam es zu einer extremen Fadenentwicklung. Erst durch Einbringung von ca. 30 t Erde in die Belebung konnte eine Sedimentation des Schlammes erreicht werden. Danach entwickelte sich sehr rasch ein recht gut absetzbarer Belebtschlamm. Der niedrige SchlammindeX bei einer Fädigkeitsstufe 4 am 8. 10.(48 - 72 h) ist auf den hohen mineralischen Anteil (75 % Glührückstand) zurückzuführen. Am 13. 10. zeigte der Belebtschlamm nur noch eine geringe Fädigkeit. Am 10.10. und 13. 10. konnte im Ablauf des Selektors kein leicht abbaubares Substrat festgestellt werden. Der Schlamm war am 13. 10. (168 - 192 h) in die Fädigkeitsstufe 1 - 2 einzustufen. Die hohe Belastung am 14. und 16. 10. führten zu einem Durchschlagen von leicht abbaubarem Substrat. Gleichzeitig kam es zu einem Sauerstoffmangel, hervorgerufen durch eine noch nicht optimierte Regelung der Sauerstoffzufuhr. Diese Situation führte zu einer raschen Vermehrung der Fadenbildner. Am 17. 10.(264 - 288 h) wurde eine Fädigkeitsstufe 3 bis 4 festgestellt. Ab dem 17. 10. konnte kein leicht abbaubares Substrat im Ablauf des Selektors festgestellt werden. Bei sichergestellter Sauerstoffversorgung war der Belebtschlamm ab Ende Oktober bis zum Kampagneende fadenfrei.

In der Tabelle 8 sind die Eingabewerte für die Simulationsrechnung für die Einfahrsituation in Hohenau angeführt. Die Sauerstoffzufuhr für die Modellrechnung wurde proportional zur Anzahl der eingeschalteten Belüftungsaggregate eingestellt. Diese Regelung führte auch bei der Modellrechnung vom 14. bis 17. 10. (192 - 280 h) zu einer mangelhaften Sauerstoffversorgung im Belebungsbecken.

Auch in diesem Beispiel ist eine gute Übereinstimmung zwischen Modellrechnung und Betriebsergebnissen der Großanlage gegeben. Solange noch kein Belebtschlamm vorhanden ist, der das leicht abbaubare Substrat im Selektor rasch eliminieren kann, kommt es auch im Modell zu einer rasanten Vermehrung der Fadenbildner. Sobald genug flockenbildende Biomasse vorhanden ist, die das leicht abbaubare Substrat im Selektor rasch entfernen kann, kommt es zu einer Eindämmung des Wachstums der Fadenbildner. Die Schlammbeschwerung führt ab dem 7.10. (ab 24 h) bei starker Fädigkeit zu relativ niedrigen Werten für den SchlammindeX. Mit abnehmendem Einfluß der Schlammbeschwerung wird die qualitative Übereinstimmung zwischen der aus der Modellrechnung erhaltenen Konzentration an Fadenbildnern und dem SchlammindeX besser (Abbildung 9). In der extrem labilen Situation an der

Grenze zur Blähschlammstehung vom 14. bis 20. 10. (192 bis 360 h) ergibt die Modellrechnung sehr gute Übereinstimmung. Die Verdrängung der Fadenbildner wird durch das Modell ebenfalls wirklichkeitsnah beschrieben (Abbildung 9 und Abbildung 10).

Tabelle 8: Eingabewerte für die Simulationsrechnung für die Einfahrsituation in Hohenau

Datum		S _S	S _Z	S _I	X _S	X _I	S _{NH4}	CSB
		t/d	t/d	t/d	t/d	t/d	t/d	t/d
06.10.95	0-24	10,6	7,3	1,1	4,8	4,0	0,5	27,8
07.10.95	24-48	8,7	6,0	0,9	3,9	3,3	0,4	22,9
08.10.95	48-72	10,9	7,5	1,1	4,9	4,1	0,5	28,7
09.10.95	72-96	4,5	3,1	0,5	2,0	1,7	0,2	11,9
10.10.95	96-120	11,8	8,1	1,2	5,3	4,5	0,6	30,9
11.10.95	120-144	13,5	9,3	1,4	6,0	5,1	0,6	35,3
12.10.95	144-168	14,0	9,6	1,4	6,3	5,3	0,7	36,6
13.10.95	168-192	13,5	9,3	1,4	6,0	5,1	0,6	35,3
14.10.95	192-216	23,0	15,9	2,4	10,3	8,7	1,1	60,4
15.10.95	216-240	14,1	9,7	1,5	6,3	5,4	0,7	37,0
16.10.95	240-264	19,3	13,3	2,0	8,7	7,3	0,9	50,7
17.10.95	264-288	13,0	8,9	1,3	5,8	4,9	0,6	33,9
18.10.95	288-312	11,6	8,0	1,2	5,2	4,4	0,6	30,4
19.10.95	312-336	13,0	8,9	1,3	5,8	4,9	0,6	33,9
20.10.95	336-360	10,3	7,1	1,1	4,6	3,9	0,5	26,9
21.10.95	360-384	19,2	13,2	2,0	8,6	7,3	0,9	50,3
22.10.95	384-408	8,2	5,7	0,9	3,7	3,1	0,4	21,6
23.10.95	408-432	6,6	4,5	0,7	2,9	2,5	0,3	17,2
24.10.95	432-456	11,3	7,8	1,2	5,1	4,3	0,5	29,5
25.10.95	456-480	11,8	8,1	1,2	5,3	4,5	0,6	30,9
26.10.95	480-504	12,3	8,5	1,3	5,5	4,7	0,6	32,2
27.10.95	504-528	13,8	9,5	1,4	6,2	5,2	0,7	36,1
28.10.95	528-552	16,5	11,4	1,7	7,4	6,3	0,8	43,2
29.10.95	552-576	15,3	10,6	1,6	6,9	5,8	0,7	40,1

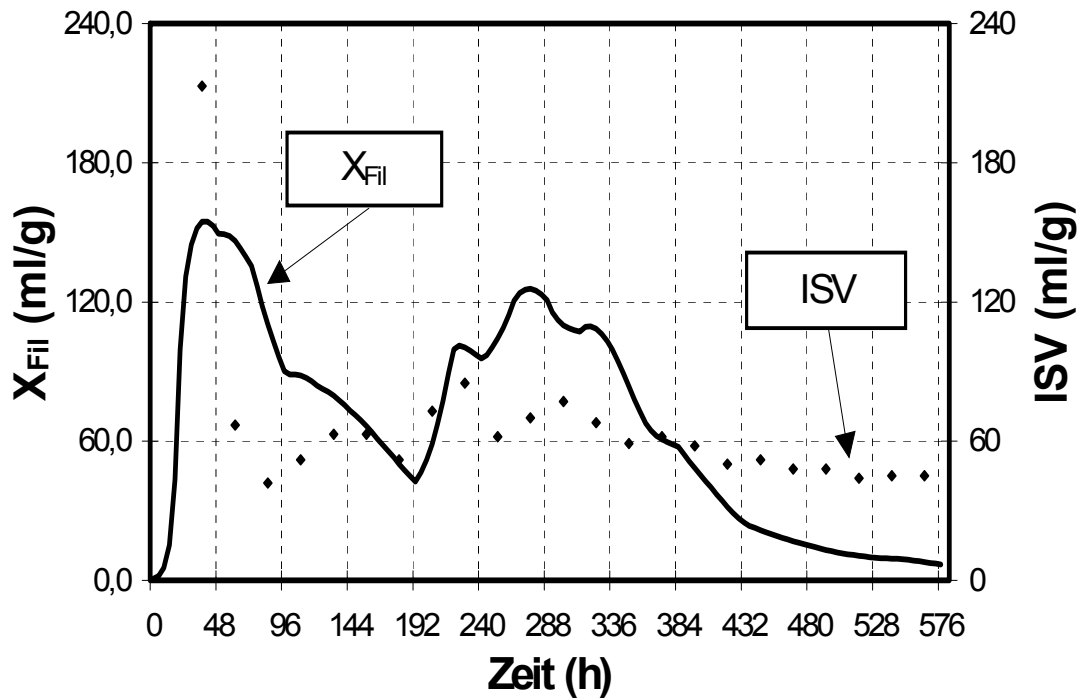


Abbildung 9: Vergleich der Konzentration an Fadenbildnern mit dem Schlamminde beim Einfahrbetrieb der BARA Hohenau

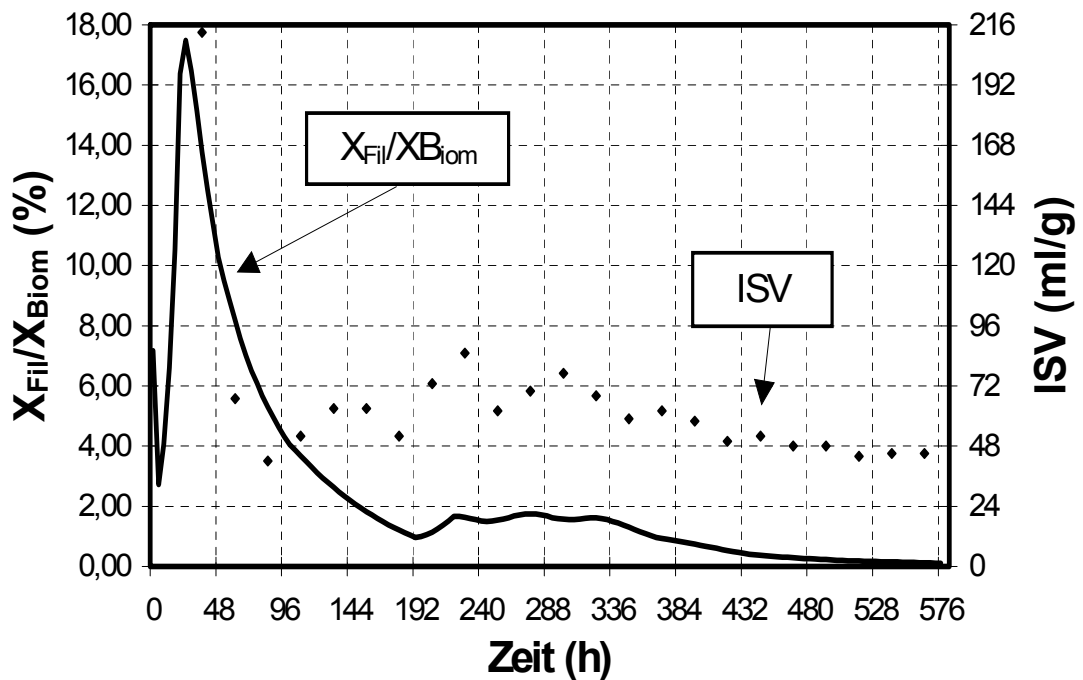


Abbildung 10: Vergleich des relativen Anteils an Fadenbildnern mit dem Schlamminde beim Einfahrbetrieb der BARA Hohenau

5 Bemessung eines aeroben Selektors mit Hilfe der Simulation

In diesem Abschnitt soll die Dimensionierung und Gestaltung eines aeroben Selektors mit dem oben beschriebenen Simulationsmodell anhand eines vereinfachten Beispiels demonstriert und diskutiert werden.

Beispiel:

Aus der klärtechnischen Bemessung ergibt sich bei einem Abwasseranfall von 50 000 m³/d und der in Tabelle 9 angeführten Abwasserbeschaffenheit bei einem Schlammalter von 8 Tagen ein Belebungsbeckenvolumen von 17.000 m³. Die Bemessungstemperatur beträgt 20 °C. Das Rücklaufschlammverhältnis wird konstant mit 100 % angenommen.

Tabelle 9: Abwasserzusammensetzung für Bemessungsbeispiel

	Mittlere Abwasser- zusammensetzung Bemessungsfall 1	Stark versäuertes Abwasser Bemessungsfall 2 und 3
S _S (mg/l)	240	340
S _Z (mg/l)	170	70
S _I (mg/l)	30	30
S _{NH4} (mg/l)	12	12
X _S (mg/l)	120	120
X _I (mg/l)	80	80

Im Bemessungsfall 1 wird mit der mittleren Abwasserzusammensetzung nach Tabelle 9 gerechnet, wobei für die Sauerstoffzufuhrleistung im Selektor ein k_{La} -Wert von 800/d angenommen wird. Eine höhere Sauerstoffzufuhrleistung lässt sich in der Praxis kaum realisieren. Im Bemessungsfall 2 wird mit stark versäuertem Abwasser nach Tabelle 9 und einem k_{La} -Wert von 800/d gerechnet. Im Bemessungsfall 3 wird mit stark versäuertem Abwasser und einem k_{La} -Wert von 400/d gerechnet. Die CSB-Belastung ist in allen drei Fällen konstant und beträgt 32 t/d. In der Abbildung 11 ist das Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner aus der Simulationsrechnung für drei Lastfälle, in Abhängigkeit von der Selektorgröße dargestellt. Daraus ergibt sich

für den Bemessungsfall 1 eine minimal erforderliche Selektorgröße von 300 m^3 , für den Bemessungsfall 2 800 m^3 und für den Bemessungsfall 3 1000 m^3 . Bei dem nicht in Kaskaden unterteilten Selektor ist in diesem Beispiel ab einem Volumen von 2000 m^3 wieder mit Blähschlamm zu rechnen.

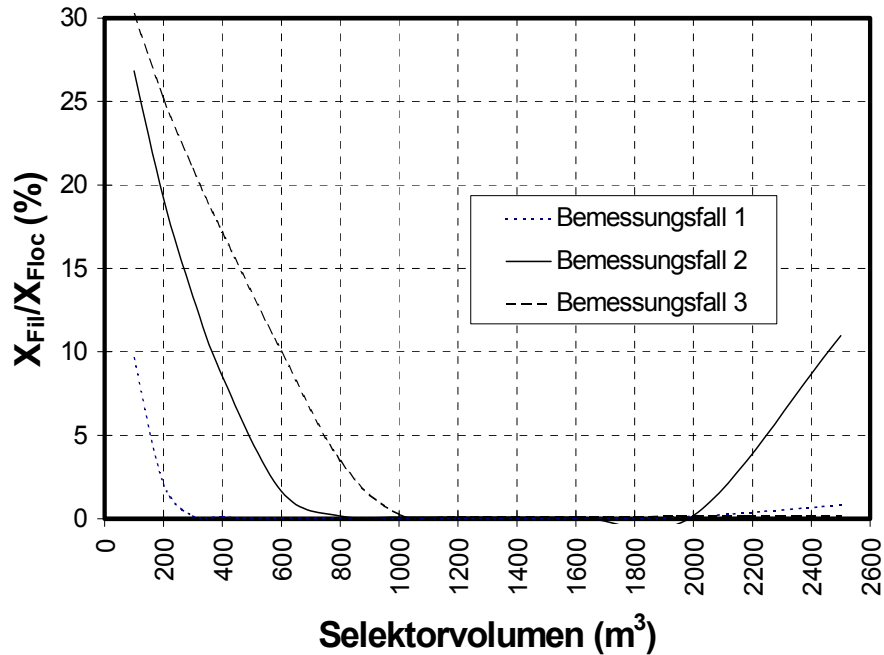


Abbildung 11: Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für drei Bemessungsfälle mit konstanter Belastung in Abhängigkeit von der Selektorgröße

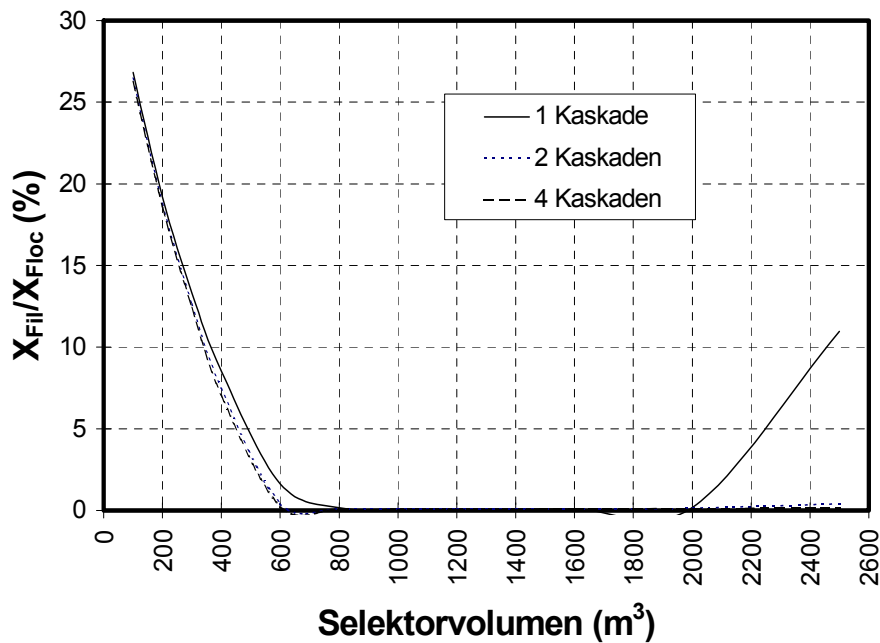


Abbildung 12: Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für den Bemessungsfall 2, bei Unterteilung des Selektors in eine, zwei und vier Kaskaden dargestellt

In der Abbildung 12 ist das Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für den Bemessungsfall 2 bei Unterteilung des Selektors in eine, zwei und vier Kaskaden dargestellt. Wird der Selektor nicht unterteilt, so ist für diesen Lastfall bei einem Selektorvolumen von 800 m^3 fadenfreier Schlamm zu erwarten. Bei Unterteilung in zwei oder vier Kaskaden wird bereits bei einem Selektorvolumen von 600 m^3 fadenfreier Schlamm erreicht. Beim nicht unterteilten Selektor ist bei einem Volumen über 2000 m^3 wieder mit Blähschlamm zu rechnen. Bei konstanter Belastung mit leicht abbaubarem Substrat kann für dieses Beispiel bei einem nicht unterteilten Selektor bei einem Volumen von ca. 1200 bis 1800 m^3 fadenfreier Schlamm erwartet werden. Wird der Selektor in zwei Kaskaden unterteilt, kann bereits mit einem Selektorvolumen von ca. 800 m^3 eine ausreichende Sicherheit gegen das Auftreten von Blähschlamm erreicht werden. Ein zu großes Volumen führt bei einem in Kaskaden unterteilten Selektor zu keiner Begünstigung der Blähschlamm-entwicklung.

Die Gefahr einer Blähschlamm-
bildung ist bei Auftreten von Stoß-
belastungen am größten. Zur
Diskussion der Auswirkungen von
Stoßbelastungen auf die
Selektorgestaltung wird der
folgende 6 Tage dauernde
Belastungszyklus gewählt. Die
Zulaufkonzentrationen aus
Tabelle 9 werden nach 12
Stunden auf die Dauer von 24
Stunden um den Faktor 1,5 und
am 5. Tag auf die Dauer von
12 Stunden um den Faktor 2,5
erhöht (siehe Abbildung 13).

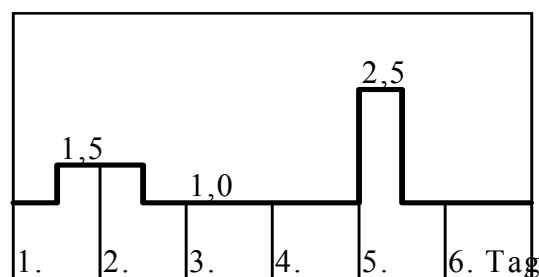


Abbildung 13: Ganglinie Zulaufkonzentration für Bemessungsbeispiel

Eine Stoßbelastung führt in jedem Fall zu einer Erhöhung des relativen Anteils an Fadenbildnern. Es hängt jedoch von der Größe des Selektors und der Unterteilung in Kaskaden ab, ob eine Stoßbelastung oder eine Abfolge von Stoßbelastungen das System aus dem Gleichgewicht bringt oder ob es wieder in einen stabilen Bereich

mit fadenfreiem Schlamm zurückkehrt. Die Simulationsrechnung mit mittlerer Abwasserzusammensetzung nach Tabelle 9 und der in Abbildung 13 dargestellten Ganglinie der Zulaufkonzentrationen zeigt, daß bei einem nicht unterteilten Selektor bei mehrmaligem Durchlaufen nur bei einem Selektorvolumen von ca 600 bis 800 m³ ein stabiler Betriebszustand mit sehr niedrigem Verhältnis von Fadenbildnern/Flockenbildnern erreicht wird. Bei kleinerem oder größerem Selektorvolumen kommt es mit steigender Anzahl der Stoßbelastungen zu einem Ansteigen der relativen Fadenmenge. In der Abbildung 14 ist die soeben beschriebene Situation jedoch für einen in zwei Kaskaden unterteilten Selektor dargestellt. Hier zeigt sich, daß bei einem Selektorvolumen über ca. 700 m³ auch bei einer Abfolge von Stoßbelastungen das System bei einem sehr geringen Fadenanteil einen neuen Gleichgewichtszustand findet.

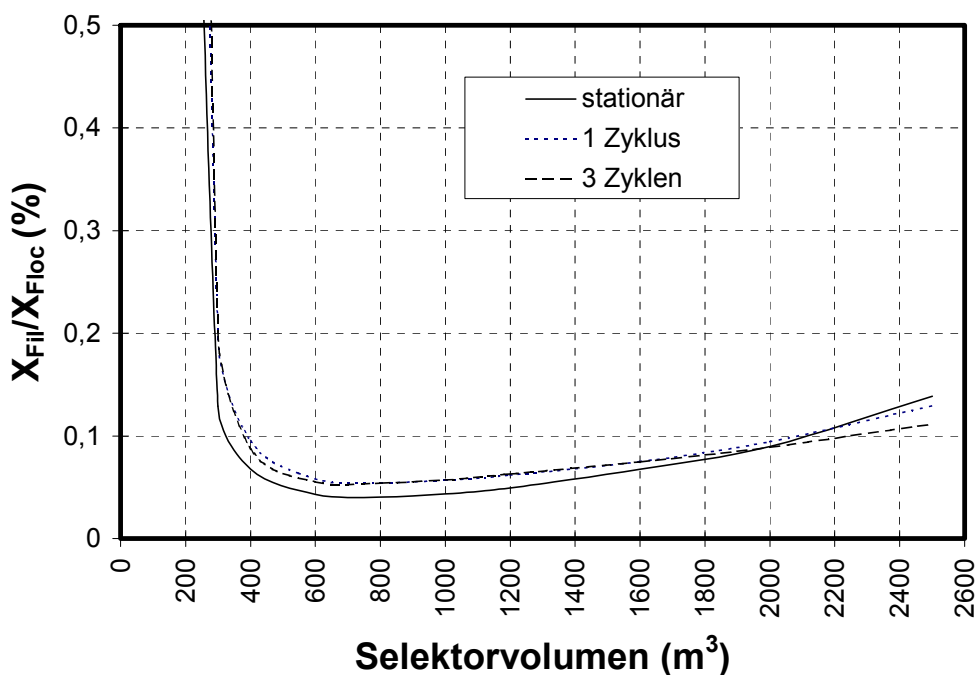


Abbildung 14: Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für mittlere Abwasserzusammensetzung bei Unterteilung des Selektors in zwei Kaskaden, für den stationären Zustand, nach einem Stoßbelastungszyklus und nach dreimaligem Durchlaufen des Stoßbelastungszyklusses.

Für den Bemessungsfall mit stark versäuertem Abwasser und nicht unterteiltem Selektor führt eine Abfolge von Stoßbelastungen relativ rasch zu einem erhöhten Anteil an Fadenbildnern (Abbildung 15). Eine Unterteilung des Selektors in vier Kaskaden führt dazu, daß bei einem Volumen über ca. 2200 m³ auch bei einer

extrem blähschlammfördernden Abwasserbeschaffenheit und regelmäßig auftretenden Stoßbelastungen ein Gleichgewichtszustand mit sehr niedrigem Fadenanteil erreicht wird (Abbildung 16).

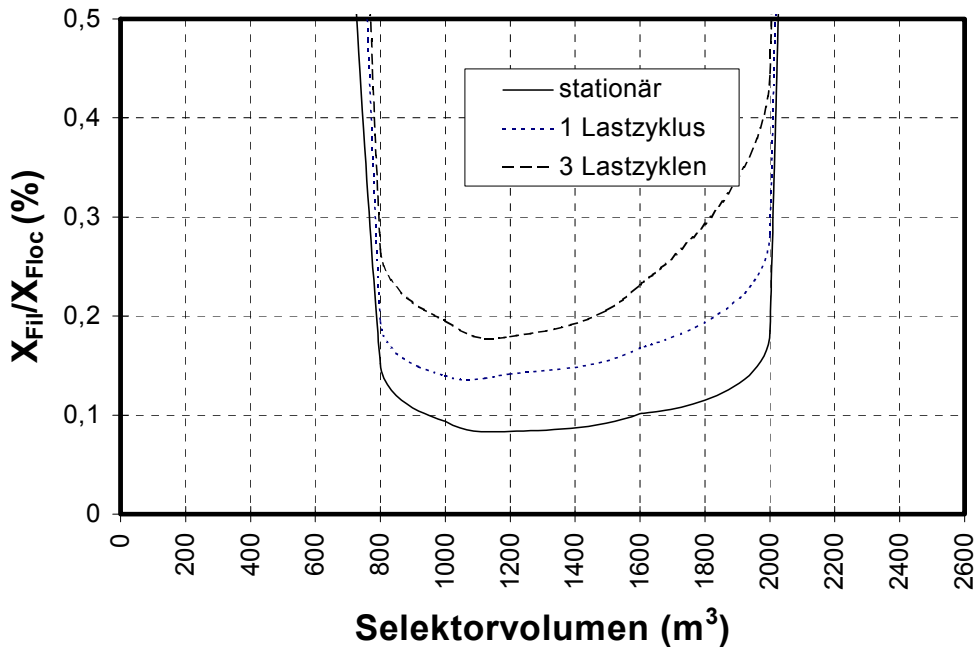


Abbildung 15: Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für stark versäuertes Abwasser bei nicht unterteiltem Selektor, für den stationären Zustand, nach einem Stoßbelastungszyklus und nach dreimaligem Durchlaufen des Stoßbelastungszyklusses.

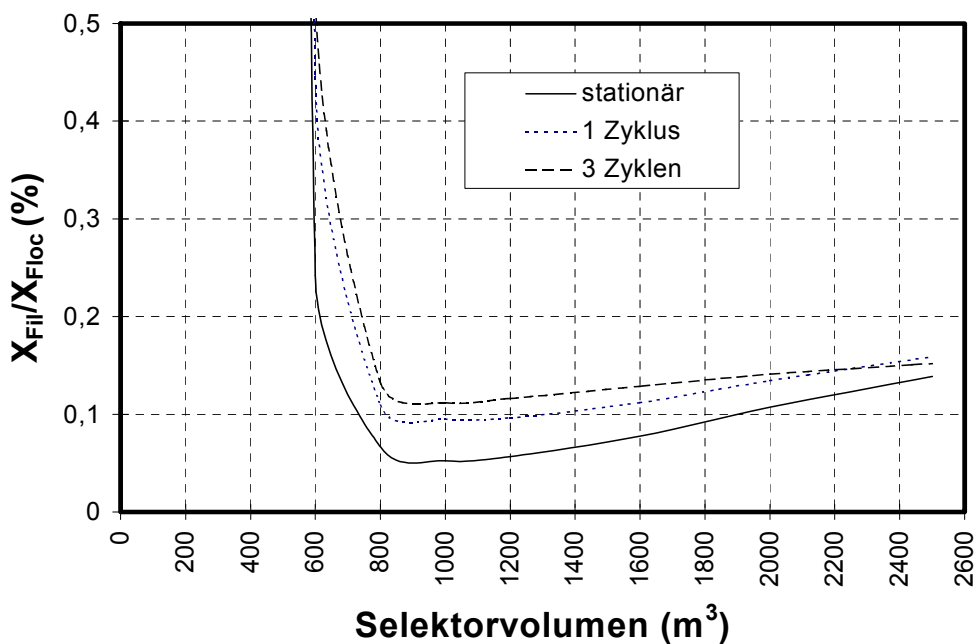


Abbildung 16: Verhältnis von Fadenbildner/Flockenbildner für stark versäuertes Abwasser bei Selektors mit vier Kaskaden, für den stationären Zustand, nach einem Belastungszyklus und nach dreimaligem Durchlaufen des Belastungszyklusses.

Für dieses Beispiel ergibt sich für konstante Belastung und durchschnittliche Abwasserbeschaffenheit ein minimal erforderliches Selektorvolumen von 300 m³. Für den denkbar ungünstigsten Lastfall mit stark versäuertem Abwasser und regelmäßigem Auftreten von Stoßbelastungen ist ein in vier Kaskaden unterteilter Selektor mit einem Volumen von 2200 m³ erforderlich.

6 Zusammenfassung

In umfangreichen Untersuchungen wurde nachgewiesen, daß die Wirkungsweise des aeroben Selektors darauf beruht, daß das gelöste, leicht abbaubare Substrat von Flockenbildnern mit hohen Substratentfernungsraten möglichst vollständig aus der flüssigen Phase eliminiert und überwiegend zellintern gespeichert wird. Ein hoher Substratgradient führt zur selektiven Anreicherung von flockenbildenden Arten mit besonders hohen Substratentfernungsraten. Ist der Selektor zu groß, dann halten sich vermehrt Flockenbildner mit geringeren Substratentfernungsraten. Die Fadenbildner sind grundsätzlich auch in der Lage, bei Substratüberschuß vermehrt Substrat aufzunehmen und auch zu speichern. Die Fadenbildner erreichen jedoch nicht die hohen Substratentfernungsraten von in Systemen mit hohen Substratgradienten angereicherten Flockenbildnern. Je größer das Verhältnis von Substratentfernungsraten der Flockenbildner zu Substratentfernungsraten der Fadenbildner ist, umso größer ist der Selektionsdruck, Fadenbildner, die auf leicht abbaubares, gelöstes Substrat angewiesen sind, aus dem System zu verdrängen.

Ein an ein aerobes Selektorsystem adaptierter Schlamm gewinnt die für die Speicherung erforderliche Energie durch Oxidation eines Teiles der leicht abbaubaren Verbindungen. Der Energiebedarf und damit der Sauerstoffbedarf für die Speicherung ist von der Art des leicht abbaubaren Substrates abhängig. Bei limitierter Sauerstoffversorgung ist die Speicherung proportional zur Sauerstoffzufuhr. Eine ausreichende Sauerstoffversorgung ist für die Substratelimination und damit für die Wirksamkeit eines aeroben Selektors unbedingt notwendig.

Die Speicherung von leicht abbaubarem Substrat erfolgt auch unter anoxischen Bedingungen, wobei dem Nitratangebot die gleiche Bedeutung zukommt, wie der Sauerstoffzufuhr im aeroben Selektor. Die Substratelimination erfolgt unter

anoxischen Bedingungen mit reduzierter Geschwindigkeit gegenüber aeroben Bedingungen. Der an aerobe Bedingungen adaptierte Belebtschlamm ist nicht in der Lage, unter anaeroben Bedingungen gelöstes Substrat aus der flüssigen Phase zu eliminieren.

Die Speicherfähigkeit des Belebtschlammes ist begrenzt. Damit die Speicherfähigkeit und damit die rasche Elimination des leicht abbaubaren Substrates im Selektor erhalten bleibt, muß der Schlamm die Möglichkeit haben, den Substratspeicher im Belebungsbecken abzubauen. Bei einem Schlammalter unter 5 Tagen und einer CSB-Schlammbelastung über 0.5 kg/(kg.d) ist eine ausreichende Regeneration des Speichers nicht zu erwarten. Weitere Voraussetzungen für den Abbau des im Selektor gespeicherten Substrates ist eine ausreichende Sauerstoffversorgung im Belebungsbecken, sowie eine Sicherstellung der Stickstoff- und Phosphorversorgung für den Zellaufbau der Bakterien.

Zur umfassenden Beschreibung des Konkurrenzverhaltens zwischen Fadenbildnern und Flockenbildnern wurde ein Simulationsmodell entwickelt. Das Simulationsmodell baut auf den Grundlagen des „Activated Sludge Model No 1“ auf. Zur Beschreibung des Konkurrenzverhaltens zwischen Fadenbildnern und Flockenbildnern wurde das leicht abbaubare Substrat in Hydrolyseprodukte, leicht abbaubares nicht versäuertes Substrat mit geringem Sauerstoffbedarf bei der Speicherung, und leicht abbaubares, versäuertes Substrat mit hohem Sauerstoffbedarf bei der Speicherung aufgeteilt, und die Speicherung des leicht abbaubaren Substrates in das Modell aufgenommen. Mit dem Simulationsmodell ist eine Selektordimensionierung möglich.

7 Literatur

- DOHANYOS M., GRAU P., CHUDOBA J.: Kinetic assessment of glucose removal and saccharide accumulation capacities in activated sludge, *Wat.Poll.Res. Ed. S. H. Jenkins*, Pergamon Press, Oxford, II-3/1 - II-3/7 (1971)
- EIKELBOOM D. H., VAN BUIJSEN H. J. J.: Handbuch für die mikroskopische Schlammuntersuchung, F. Hirthammer Verlag München (1983)
- EKAMA G.A., DOLD P.L., MARAIS G.v.R.: Procedures for determining influent COD fractions and the maximum specific growth rate of heterotrophs in activated sludge systems, *Wat. Sci. Tech.*, **18**, (Copenhagen), 91-114 (1986)
- FRANZ A.: unveröffentlichte Untersuchungsdaten, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien (1993)

- GUJER W., HENZE M.: Activated sludge modelling and simulation, *Wat. Sci. Tech.*, **23**, 1011-1023 (1991)
- HATZICONSTANTINOU G.J., ANDREADAKIS A.D.: Uptake and storage of soluble carbon under transient conditions in pre- DN activated sludge reactors, *Wat. Sci. Tech.* (First IAWQ Specialized Conference on Sequencing Batch Reactor Technology; München 18.-20. März 1996), Tagungsb., 123-131 (1996)
- HENZE M., GRADY JR C.; P.L., GUJER W., MARAIS G.v.R., MATSUO T.: Activated Sludge Model No.1, IAWPRC Sci. and Techn. Reports No.1, IAWPRC, London 1986
- KAPPELER J.: Populationsdynamik in Belebungsanlagen: Aerober Blähschlamm, Dissertation an der ETH Zürich, Nr.9793 (1992b)
- KROISS H.: Adsorptions- und Speichervorgänge beim Belebungsverfahren, Schriftenreihe gwf Wasser Abwasser, Heft 19, Band 1, 101-122 (1981)
- McCARTY P. L.: Thermodynamics of biological synthesis and growth, *Advances in water pollution research*, **2**, 169-199 (1964)
- NOVÁK L., LARREA L., WANNER J.: Mathematical model for soluble carbonaceous substrate biosorption, *Wat. Sci. Tech.*, **31**, 2, 67-77 (1995)
- PALM J.C., JENKINS D., PARKER D. S.: Relationship between organic loading, dissolved oxygen concentration and sludge settleability in the completely-mixed activated sludge process, *Journal WPCF*, **52**, 10, 2484-2506 (1980)
- PRENDL L. Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung Wiener Mitteilungen, Band **139**, (in Vorbereitung) (1997)
- Van LOOSDRECHT M.C.M., POT M., HEIJNEN J.J.: Importance of bacterial storage polymers in activated sludge processes, *Wat. Sci. Tech.* (First IAWQ Specialized Conference on Sequencing Batch Reactor Technology; München 18.-20. März 1996) Tagungsb., 15-21 (1996)
- Van NIEKERK A. M., JENKINS D., RICHARD M.G.: The competitive growth of *Zoogloea ramigera* and Typ 012N in activated sludge and pure culture - A Model for low F/M Bulking, *Journal WPCF*, **59**, 262-273 (1987)
- WAGNER F.: Ursachen, Verhinderung und Bekämpfung der Blähschlamm-Bildung in Belebungsanlagen, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Oldenbourg Verlag, München, Band 76 (1982a)
- WANNER J., CHUDOBA J., KUCMAN K., PROSKE L.: Control of activated sludge filamentous bulking - VII. Effect of anoxic conditions, *Water Res.*, **21**, 12, 1447-1451 (1987a)
- WANNER J., KUCMAN K., OTTOVA V., GRAU P.: Effect of anaerobic conditions on activated sludge filamentous bulking in laboratory systems, *Water Res.*, **21**, 12, 1541-1546 (1987b)
- WUHRMANN K., BEUST F.V., GHOSE T.K.: Zur Theorie des Belebtschlammverfahrens, Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie, Birkhäuser Verlag, Basel (1958)

Dipl.-Ing. Dr. Leopold Prendl
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 WIEN, Karlsplatz 13/226

Tel.: 0222/58801-3146
Fax.: 0222/504 21 57
eMail: lprendl@iwag.tuwien.ac.at

Nutzung von Modellen für Gestaltung und Betrieb von Nachklärbecken

Peter Krebs

EAWAG, Schweiz

Kurzfassung Die Prozesse in Nachklärbecken werden heute in Labor- und Pilotanlagen experimentell, in eindimensionalen Schichtenmodellen und in zwei- oder dreidimensionalen Strömungsmodellen numerisch simuliert. Die Modelle unterscheiden sich stark hinsichtlich des notwendigen Aufwandes, der Kapazitäten und der möglichen Anwendungsgebiete. Laborexperimente dienen in erster Linie zur Verifikation numerischer Strömungssimulationen oder zur Untersuchung der Wirkung konstruktiver Veränderungen. Numerische Schichtenmodelle werden mit Belebtschlamm-Modellen gekoppelt und für die Beschreibung der Schlamm-speicherung und der Veränderung der Schlamm-betthöhe bei dynamischer Belastung eingesetzt. Die Strömungs- und Turbulenzmodellierung dient zur Untersuchung beckeninterner Prozesse und fördert das Verständnis für die Interaktionen zwischen Fließ- und Absetzverhalten. Die Auswirkungen grundsätzlicher Geometrie-Veränderungen bei der Einlauf- und Ablaufanordnung auf die internen Vorgänge können vorhergesagt werden. Die Modellierung im Pilotmaßstab schließlich ist unerlässlich, um theoretische Vorschläge wie die Anwendung von Lochwänden im Absetzbereich, die sich auf das Schlammverhalten abstützt, zu prüfen.

Key words Nachklärbecken, Strömungsmodellierung, Dichteströmung, Schichtenmodell, Physikalisches Modell, Absetzeigenschaften, Einlauf, Ablauf

1 Einleitung

1.1 Inhalt der Modellierung

Ein Modell ist ein Abbild der Wirklichkeit, das im Hinblick auf die interessierenden Vorgänge ein ähnliches Verhalten zeigen soll. Es werden dabei nur die als wichtig erachteten Prozesse berücksichtigt, die als unwichtig eingeschätzten Prozesse jedoch vernachlässigt. Entsprechend existiert eine Vielzahl von Nachklärbecken-Modellen, die für die Bearbeitung unterschiedlicher Problemstellungen geeignet sind.

Die **Funktionen** des Nachklärbeckens lassen sich nur im Zusammenspiel mit dem Belüftungsbecken erfassen. Neben der primären Funktion, die Ablaufkonzentration, die sich direkt auf die Gewässerqualität im Vorfluter auswirkt, niedrig zu halten, stellen denn auch das Eindicken zur Konzentrierung des Schlammes für den Rücklauf zum Belüftungsbecken und das Speichern von Belebtschlamm als Folge der sich bei Regenwetter einstellenden Verlagerung vom Belüftungs- ins Nachklärbecken weitere wichtige Funktionen dar. Gerade das Speichern ist dabei eine dynamische Funktion, die auf die Leistung des Belüftungsbeckens genauso signifikante Auswirkungen hat wie auf diejenige des Nachklärbeckens.

Die Modellierung von Nachklärbecken ist eine äußerst anspruchsvolle Aufgabe, da parallel ablaufende, sehr unterschiedliche **Prozesse** ineinandergreifen. Im Unterschied zu Vorklärbecken, bei dem unbehindertes Absetzen vorausgesetzt werden kann, werden die interagierenden Strömungs- und Absetzvorgänge im Nachklärbecken durch Dichteunterschiede, Flockung und anhaltende biologische Prozesse komplex beeinflusst. Heutige Dimensionierungsverfahren greifen bewußt oder unbewußt auf die Idealvorstellung von Hazen (1904) zurück, der die horizontale Strömung als uniform vorgab, um daraus das Konzept der Flächenbeschickung abzuleiten. Tatsächlich wird jedoch das Strömungsbild in Nachklärbecken durch Dichteeffekte geprägt. Da das Zuflußgemisch eine höhere Dichte aufweist als das Umgebungsfluid, taucht es im Anschluß an den Einlauf ab. Es wird eine Sohlströmung verursacht, deren Geschwindigkeit bis zu zehnmal höher ist als die Durchschnittsgeschwindigkeit, und die aus Kontinuitätsgründen durch eine darüberliegende Rückströmung kompensiert wird (Anderson, 1945; Larsen, 1977; Bretscher et al., 1984; Krebs, 1989). Über dieses Strömungsbild, über mögliche Kurzschlußströmungen vom Zulauf zum Ablauf und entsprechend stark reduzierten Verweilzeiten der betroffenen Schlammflocken, über Schergradienten und über Turbulenz, die je nach Ausmaß die Koagulation fördern oder größere Flocken mit guten Absetzeigenschaften wieder aufbrechen können, besteht eine vielfältige Interaktion zwischen der Strömung und dem Wirkungsgrad von Nachklärbecken, die es mit Hilfe von Experimenten und numerischer Modellierung zu erforschen gilt.

Die ablaufenden Prozesse und die Funktionen von Nachklärbecken werden durch **Randbedingungen** wesentlich beeinflusst. Es gilt zu unterscheiden

zwischen Größen, die dem Betrieb innewohnen oder bis zu einem gewissen Grad steuerbar sind (Zuflußkonzentration, Schlammindex, Rücklaufverhältnis), und solchen, die baulich fest vorgegeben sind (Beckengeometrie, Einlauf- und Auslaufgestaltung, Schlammräumung).

Es ist die Aufgabe von Dimensionierungsverfahren, die Randbedingungen derart zu gestalten, daß Nachklärbecken ihre Funktionsvorgaben erfüllen. Die Modellierung hat dagegen zum Inhalt, interne Prozesse und deren Einfluß auf den Zusammenhang zwischen Randbedingungen und Funktionen abzubilden. Während in der Vergangenheit vorwiegend an der Erarbeitung der Modellgrundlagen geforscht wurde, wird heute vermehrt dazu übergegangen, Modelle auch für praktische Anwendungen zu nutzen und Empfehlungen für bauliche oder betriebliche Details abzugeben.

1.2 Modelltypen

In den vergangenen 50 Jahren haben verschiedene Prototyp-Untersuchungen auf die oben beschriebenen Strömungsverhältnisse aufmerksam gemacht (Anderson, 1945; Kalman, 1966). Bretscher *et al.* (1984, 1992) konnten aufzeigen, daß sich die Strömung durch bauliche Veränderungen am Einlauf und im Absetzbereich beeinflussen läßt. Positive Folgen der Maßnahmen konnten wohl qualitativ nachgewiesen werden, wegen ständig schwankender Betriebsbedingungen ist es jedoch schwierig, die Resultate von Prototyp-Untersuchungen zu verallgemeinern.

Für ein verbessertes Verständnis der ablaufenden Prozesse werden deshalb verschiedene Typen der Nachklärbecken-Modellierung mit unterschiedlichen Zielsetzungen laufend weiterentwickelt:

- Mit physikalischen Modellen im Labor- und Pilotmaßstab werden die Auswirkungen baulicher Details untersucht. Im Mittelpunkt stehen die Anordnung des Einlaufs (Weidner, 1967; Larsen, 1977; Krebs *et al.*, 1995) und die Wirkung von Einbauten im Sedimentationsbereich (Baumer *et al.*, 1996).
- Experimente können auf die Verifikation numerischer Simulationen ausgelegt werden. Ihre Randbedingungen im Experiment sollten zu diesem Zweck in

der numerischen Simulation exakt definierbar sein. Die Bedeutung der realitätsnahen Nachbildung des Prototypen tritt dabei in den Hintergrund.

- Eindimensionale (1D) numerische Modelle werden entwickelt zur Kopplung mit der Belebtschlamm-Modellierung. Absatz- und Eindickprozesse werden auf die vertikale Richtung reduziert. Die Speicherfunktion bei Regenwetteranfall und die daraus folgende Reduktion von Schlamm-Masse und Abbauleistung im Belüftungsbeckens können approximiert werden.
- Mit der zweidimensionalen (2D) Modellierung werden die Strömungs- und Absatzprozesse in einem Längsschnitt des Rechteckbeckens oder in einem Radialschnitt des Rundbeckens simuliert. Die Auswirkungen der Turbulenz und der gegenseitigen Beeinflussung von Strömung und Schlamm werden berücksichtigt und schlagen sich in einem um Größenordnungen höheren Rechenaufwand nieder.

Im folgenden werden die Grundlagen der verschiedenen Modelle und deren Anwendungsbereiche eingegrenzt.

2 Physikalische Modellierung

2.1 Betriebsbedingungen

Labormodelle von Absatzbecken wurden häufig unter Klarwasserbedingungen durchgeführt. Knop (1952), Weidner (1967) und Larsen (1977) haben mit dichteneutralen Versuchen Einlaufbauwerke entwickelt, obwohl für deren Funktion die Berücksichtigung der Dichteeffekte von zentraler Bedeutung wäre. Zur Verifikation numerischen Klarwasser-Strömungssimulationen wurden die Ablösezone (Rückströmbereiche) im Anschluß an den Einlauf (Adams und Rodi, 1990) oder die Durchflußkurven (Verweilzeitverteilungen) und Turbulenzprofile (Lyn und Rodi, 1990) untersucht.

Dichteeffekte wurden berücksichtigt mittels relativ hoher Konzentrationen einer Tonsuspension (Krebs, 1991; van Marle und Kranenburg, 1994), mittels Salzwasserzufluß (Lyn, 1992) oder Kaltwasserzufluß (McCorquodale und Zhou, 1993) in ein anfänglich mit Klarwasser gefülltes Becken oder mittels Glaskugeln (Krebs *et al.*, in Vorbereitung), deren Absetzeigenschaften sich genau definieren

lassen. Nur mit einer sich absetzenden Suspension läßt sich ein anhaltender Stationärzustand erzielen, während sich bei Salz- oder Temperaturunterschieden die Bedingungen im Modellbecken allmählich den Zuflußbedingungen angleichen.

Das Einhalten der Ähnlichkeitsgesetze gestaltet sich für dichtebeeinflusste Strömungen aufwendiger als für Klarwasserströmungen. Es gilt drei Bedingungen zu erfüllen:

- Die Strömung muß turbulent sein, was sich für Dichteströmungen bei Reynoldszahlen \mathbf{R} von

$$\mathbf{R} = \frac{U \cdot H}{\nu} \geq 1000 \quad (1)$$

einstellt. (Simpson, 1987). Dabei bedeuten U und H charakteristische Wasserhöhe und -geschwindigkeit, ν die kinematische Viskosität.

- Die Modellähnlichkeit für Strömung und Dichteeinfluß kann anhand der densimetrischen Froudezahl

$$F' = \frac{U}{(g' H)^{1/2}} \quad (2)$$

vorgegeben werden, die im Modell und im Prototypen den selben Wert aufweisen soll. Die densimetrische Gravitationskonstante g' ist

$$g' = \frac{\Delta\rho}{\rho_W} g, \quad (3)$$

mit g als Erdbeschleunigung, ρ_W als Dichte von Klarwasser und $\Delta\rho$ als Differenz zwischen den Dichten von Zuflußgemisch und Klarwasser. Diese Dichtedifferenz läßt sich mit der Partikelkonzentration X_{zu} im Zufluß und der Partikeldichte ρ_P errechnen:

$$\Delta\rho = X_{zu} \frac{\rho_P - \rho_W}{\rho_P}. \quad (4)$$

- Typische Absetzgeschwindigkeiten V_S müssen sich relativ zu typischen Strömungsgeschwindigkeiten U in Modell und Prototyp gleich verhalten. Für ein Modellbecken mit maßstabsgetreuen geometrischen Verhältnissen läßt sich diese Bedingung mit

$$\left(\frac{V_S}{U}\right)_{\text{Modell}} = \left(\frac{V_S}{U}\right)_{\text{Prototyp}} \quad (5)$$

angeben, für ein höhenverzerrtes Modell müssen die Hazenzahlen

$$\mathbf{Ha} = \frac{V_S L}{UH} \quad (6)$$

mit L als Beckenlänge übereinstimmen.

Bei der Umrechnung der Modellparameter kann von der Absetzgeschwindigkeit V_S ausgegangen werden, die durch die Partikelmischung vorgegeben ist, um dann mit den Gleichungen (2) und (6) die restlichen Betriebsgrößen zu bestimmen. Die Absetzgeschwindigkeit V_S ist indessen keine scharf definierbare Größe, da sie in Prototyp und Modell in weiten Bereichen variiert. Übereinstimmende Hazenzahlen \mathbf{Ha} bieten dennoch Gewähr, daß das Modell in einem für herkömmliche Nachklärbecken repräsentativen Bereich betrieben wird.

2.2 Suspension

Wie im obigen Abschnitt erwähnt, spielt das Absetzverhalten der Suspension beim Laborexperiment eine zentrale Rolle. Wird angestrebt, das Verhalten von Belebtschlamm möglichst naturgetreu zu simulieren, so sollten neben typischen Absetzgeschwindigkeiten einzelner Partikel auch Flockungsvorgänge berücksichtigt werden. Es bleibt folglich nichts anderes übrig als auch im Experiment Belebtschlamm zu verwenden. Da sich aber die Schlammstruktur und das sich einstellende Schlammbett nicht skalieren lassen, muß konsequenterweise die Beckentiefe im Experiment in der gleichen Größenordnung liegen wie im Prototyp-Nachklärbecken (vgl. Pilotanlage von Baumer, 1996).

Für übliche Laborexperimente, gerade wenn sie zur Verifikation numerischer Simulationen herangezogen werden, steht bei der Wahl der Partikelsuspension die genaue Definierbarkeit des Absetzverhaltens im Vordergrund. Werden

Glaskugeln verwendet (Krebs *et al.*, in Vorbereitung), so kann die Absetzgeschwindigkeit V_S mit der dynamischen Viskosität μ und dem Partikeldurchmesser d_P nach Stokes mit

$$V_S = \frac{g}{18\mu} (\rho_P - \rho) d_P^2 \quad (7)$$

bestimmt werden. Ist die Partikelgrößenverteilung einer Suspension bekannt, so läßt sich daraus also die entsprechende Verteilung der Absetzgeschwindigkeiten ableiten. Weiter kann bei nicht oberflächenaktiven Partikeln davon ausgegangen werden, daß auch bei hohen Volumenkonzentrationen von einigen Prozenten der Absetzvorgang unbehindert ist, daß Gleichung (7) also auch unter Betriebsbedingungen gültig ist.

2.3 Modellaufbau

Abbildung 1 zeigt die Versuchsanordnung von Krebs *et al.* (in Vorbereitung), die zur Verifikation numerischer Simulationen diente. Den Einlauf zum Becken bildet ein Schlitz von 2 cm Höhe, der sich über die gesamte Beckenbreite erstreckt und 10 cm über der Sohle ins Becken mündet. Die Anordnung des scharfkantigen Einlaufs sollte dreidimensionale Strömungseffekte im Einlaufbereich des Beckens auf ein Minimum beschränken. Das eigentliche Modell-Absetzbecken weist eine Länge von 2 m und eine Breite von 0.5 m auf. Die Wassertiefe beträgt je nach Lastfall zwischen 0.16 m und 0.28 m. Der Ausfluß erfolgt über eine höhenverstellbare Schneide bei der Wand am Beckenende.

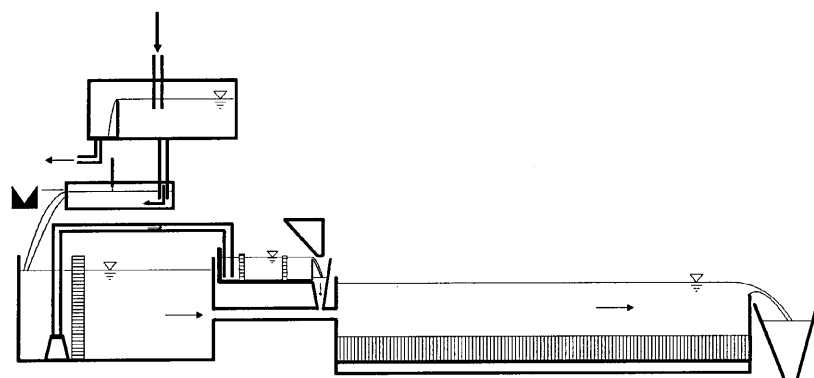


Abbildung 1 Modellaufbau (von oben nach unten, und von links nach rechts) mit: Hochbehälter, Meßkasten mit Dreiecksüberfall, Installationen zur Partikeldosierung, Zuflußschlitz, Modellbecken mit Wabensohle und Auslauf.

Die Sohle des Beckens wird durch eine Wabenkonstruktion mit 1 cm Maschenweite gebildet, deren vertikale Öffnungen auf der Unterseite verschlossen sind. Für die Wasserströmung stellt diese Berandung eine Wand mit leicht erhöhter Rauheit dar, für die sedimentierenden Partikel dagegen eine Senke. Diese Randbedingung an der Sohle läßt sich im numerischen Modell exakt formulieren. Sie kann als ideales Räumssystem betrachtet werden, deren Effizienz in realen Becken nicht erreicht werden kann.

Die Partikel werden dem Zuflußschlitz beigegeben. Die Dosierung erfolgt nach dem Prinzip einer Sanduhr. Die Glaskugeln rieseln in trockenem Zustand in einen Wassertrichter, der kontinuierlich von oben nach unten durchflossen wird und dadurch den Partikeltransport in den Zuflußschlitz sicherstellt.

Geschwindigkeits- und Konzentrationsfelder wurden mittels elektromagnetischer Sonde resp. Licht-Transmissionssonde gemessen. In 5 Vertikalprofilen in der Längsachse wurden die Daten in je 20 bis 38 Meßpunkten über 16 s mit einer Frequenz von 50 s^{-1} erfaßt.

Die meisten in der Literatur dokumentierten Laborbecken weisen ähnliche Dimensionen auf. Eine Ausnahme bildet die Pilotanlage von Baumer (1996), die infolge der Verwendung von Belebtschlamm 3 m tief, 15 m lang und 1 m breit ist. Die reduzierte Breite repräsentiert einen Ausschnitt in der Längsachse.

3 Eindimensionale Modellierung

3.1 Flux-Theorie

Die Flux-Theorie geht von einem vertikal durchströmten Reaktor aus (Abb.2). Die Horizontalgeschwindigkeit wird als uniform vorausgesetzt und horizontale Konzentrationsgradienten werden vernachlässigt. Der Zufluß und die darin enthaltene Suspension werden in der Zuflußschicht homogen verteilt und verdünnt. Der Fluß wird nun unterteilt in eine Abwärtsströmung zur Rezirkulationsentnahme an der Sohle und in eine Aufwärtsströmung zum Ablauf an der Oberfläche. Die beiden Flüsse enthalten suspendierte Stoffe, welche sich relativ zum Wasser absetzen.

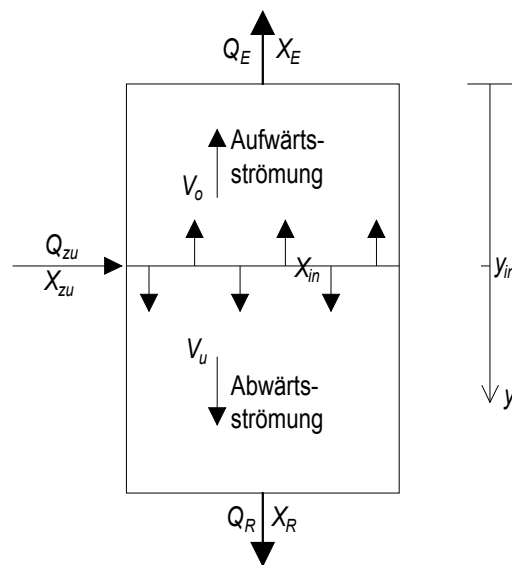


Abbildung 2 Eindimensionales Nachklärbeckenmodell, kontinuierlich durchströmt.

Volumen und Oberfläche, resp. Oberflächenbeschickung und mittlere Aufenthaltszeit des 1D-Modells entsprechen den Werten des Nachklärbeckens. Die übrigen geometrischen Bedingungen wie die Form des Beckens oder die Anordnung von Ein- und Ablauf können nicht berücksichtigt werden.

Der vertikale Stofftransport (totaler Massenfluß j_T) kann auf den Transport mit dem Wasser (Advektionsfluß $V \cdot X$) und auf die Sedimentation der Partikel relativ zum Wasser (Sedimentationsfluß $V_S \cdot X$) zurückgeführt werden:

$$j_T = V X + V_S X \quad . \quad (8)$$

V bezeichnet die Vertikalgeschwindigkeit des Wassers und V_S die Sedimentationsgeschwindigkeit der Schlammpartikel relativ zum Wasser. Wird davon ausgegangen, daß die horizontale Querschnittsfläche konstant ist (das Becken wäre also z.B. ein Zylinder), sind die Wassergeschwindigkeiten oberhalb (V_o) und unterhalb (V_u) des Zuflußquerschnitts konstant. Die Sedimentationsgeschwindigkeit V_S hingegen ist eine Funktion der Schlammqualität (Schlammvolumenindex SVI) und der lokalen Schlammkonzentration X , deren Vertikalprofil in weiten Bereichen schwankt. Diese Funktion wird im folgenden als Absetzfunktion bezeichnet.

3.2 Absetzfunktion

Die Absetzfunktion eines bestimmten Belebtschlammes läßt sich durch Absetzversuche in einem Standzylinder in Konzentrationsbereichen > 1 g/l experimentell bestimmen. Im Zylinder, der mindestens eine Höhe von 1.5 m und einen Durchmesser von 0.3 m aufweisen sollte, wird Belebtschlamm mit bekannter Konzentration homogen gemischt. Nach einer Beruhigungsphase bildet sich ein Schlamm Spiegel aus, unter dem das Schlammgemisch mit der ursprünglichen Konzentration bestehen bleibt. Das Verfolgen des Schlamm Spiegels ergibt nun über längere Zeit eine konstante Absetzgeschwindigkeit, die sich erst verringert, wenn der Schlamm Spiegel die von der Sohle her eindickende Schicht erreicht. Die Absetzgeschwindigkeit V_S ist eine Funktion der Anfangskonzentration X . Mittels mehrerer Versuche mit verschiedenen Konzentrationen läßt sich eine Absetzfunktion $V_S = f(X)$ angeben (vgl. Abb.3).

Die Funktion kann mit dem exponentiellen Ansatz

$$V_S = V_{S0} \cdot e^{-nX} \quad (9)$$

angenähert werden. Die theoretische Maximalgeschwindigkeit V_{S0} (Schnittpunkt der Absetzfunktion mit der Ordinate) und der Koeffizient n im Exponenten ergeben sich aus der Anpassung der Funktion (Gl.9) an die Meßpunkte, sie werden also kalibriert. Es wurde verschiedentlich versucht, die Größen von V_{S0} und n allgemein anzugeben, um die individuelle Kalibrierung der Absetzfunktion umgehen zu können. Stellvertretend sei hier der rein empirische Ansatz von Wahlberg und Keinath (1988) erwähnt, der V_{S0} und n als Funktion des gerührten Schlammvolumenindex' $SSVI$ angibt:

$$V_{S0} = 15.3[m/h] - 0.0615[g \cdot m / (ml \cdot h)] \cdot SSVI \quad (10)$$

$$n = 0.426[1/g] + 0.00384[1/ml] \cdot SSVI - 0.0000543[g/l \cdot ml^2] \cdot SSVI^2 \quad (11)$$

Die in Gl.(9) dargestellte Funktion gilt für behindertes Absetzen, also für Schlammkonzentrationen ab ca. 1 - 1.5 g/l. Für geringe Konzentrationen sagt Gl.(9) die höchsten Absetzgeschwindigkeiten voraus. Dies ist offensichtlich falsch, da geringe Konzentrationen typischerweise da auftreten, wo kleine, schlecht absetzbare Partikel vorhanden sind. Um die Gültigkeit der

Absetzfunktion zu erweitern, wurden diverse Ansätze entwickelt, in denen niedrige Konzentrationen speziell behandelt werden. Otterpohl und Freund (1991), Härtel und Pöpel (1992) und Dupont und Henze (1992) sahen eine Unterteilung in zwei Partikelklassen vor: die Makroflocken-Klasse wird mit einer Absetzfunktion ähnlich Gl.(9) charakterisiert, die Mikroflocken-Klasse erhält eine sehr geringe Absetzgeschwindigkeit zugeordnet und ist letztlich für die Ablauftrübung verantwortlich. Takács *et al.* (1991) blieben dagegen bei einer Partikelklasse und beschrieben die Absetzgeschwindigkeit mittels eines doppelt-exponentiellen Ansatzes über den gesamten Bereich als Funktion der Konzentration:

$$V_S = V_{S0} \cdot e^{-n_4(X-f_{ns}X_{zu})} - V_{S0} \cdot e^{-n_2(X-f_{ns}X_{zu})} . \quad (12)$$

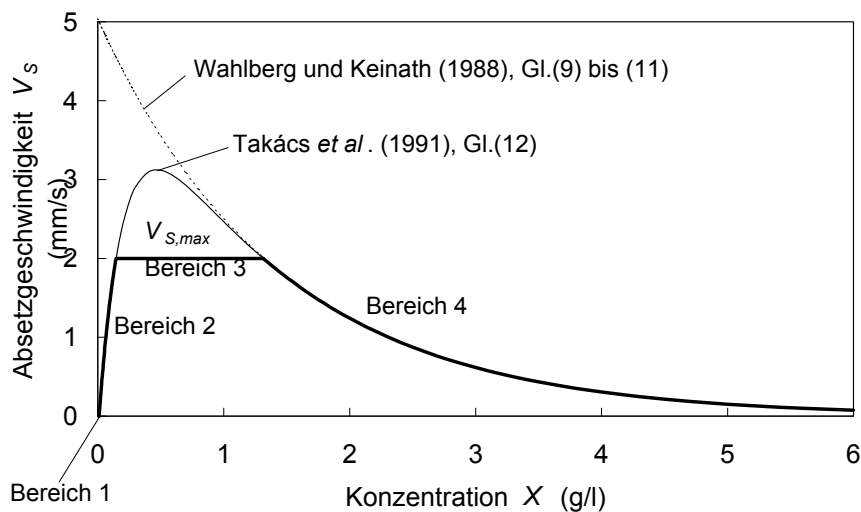


Abbildung 3 Absetzfunktionen: die Sedimentationsgeschwindigkeit wird als Funktion der Belebtschlammkonzentration angegeben (Wahlberg und Keinath, 1988, Gl.(9) bis (11); Takács *et al.*, 1991, Gl.(12)).

f_{ns} ist die Fraktion der nicht sedimentierbaren Partikel im Zufluß, X_{zu} die Zuflußkonzentration, n_4 und n_2 sind die Koeffizienten zur Beschreibung der Krümmung der doppelt-exponentiellen Funktion. n_2 ist üblicherweise knapp eine Größenordnung größer als n_4 und gibt damit eine wesentlich schnellere Abnahme des zweiten Ausdruckes auf der rechten Seite von Gl.(12) vor. Die Indizes 2 und 4 beziehen sich auf zwei der vier Bereiche, die der Takács-Funktion als Modellvorstellung zugrunde liegen (s. Abb.3):

- Bereich 1: Nicht absetzbare Partikel im Konzentrationsbereich 0 bis $f_{ns} \cdot X_{zu}$.
- Bereich 2: Durch steigende Konzentrationen werden Flockung und Absetzeigenschaften verbessert. Dieser Bereich wird wesentlich durch den zweiten Ausdruck auf der rechten Seite von Gl.(12) bestimmt.
- Bereich 3: Eine effektive maximale Absetzgeschwindigkeit $V_{S,max}$.
- Bereich 4 entspricht der klassischen Absetzfunktion und wird durch den ersten Ausdruck auf der rechten Seite von Gl.(12) bestimmt.

3.3 Schichtenmodell

Die Absetzfunktion gemäß Gl.(9) oder Gl.(12) kann in die Beschreibung des Stoffflusses (Gl.8) eingesetzt werden. Um mit Computerprogrammen dieses Modell dynamisch nutzen zu können, wird das "1D-Becken" in Schichten unterteilt, an denen Massenbilanzen formuliert werden. Für Schichten ohne Zu- oder Ausfluß sieht die stationäre Bilanz folgendermaßen aus:

$$0 = V_o (X_{i+1} - X_i) + V_{S,i-1} X_{i-1} - V_{S,i} X_i \quad (13)$$

$$0 = V_u (X_{j-1} - X_j) + V_{S,j-1} X_{j-1} - V_{S,j} X_j, \quad (14)$$

h_i und h_j stehen für die Höhen von Schichten über resp. unter dem Zuflußquerschnitt. Die Vorzeichen, die in den Gleichungen (13) und (14) verwendet wurden, orientieren sich an der Definitionsskizze in Abb.4. Für dynamische Belastungen ist die zeitliche Veränderung der Konzentration einer Schicht gleich dem gesamten Zufluß minus dem gesamten Ausfluß. Die Sedimentationsgeschwindigkeit V_S errechnet sich z.B. mit Gl.(12) als Funktion der Konzentration X in derjenigen Schicht, aus welcher der Sedimentationsfluß ausströmt.

In den Schichten an Oberfläche und Boden und in der Zuflußschicht müssen zusätzlich die Flüsse über die Ränder hinweg berücksichtigt werden. Die stationäre Bilanz für die Zuflußschicht lautet

$$0 = \frac{Q_{zu}}{A} X_{zu} - V_o X_{in} - V_u X_{in} - V_{S,in} X_{in} + V_{S,in-1} X_{in-1}, \quad (15)$$

wobei Q_{zu} und X_{zu} den gesamten Zufluß und die entsprechende Konzentration bedeuten, und A die horizontale Querschnittsfläche. Aus Gl.(15) ergibt sich, daß die Konzentration X_{in} , die sich in der Zuflußschicht einstellt, geringer ist als die Zuflußkonzentration X_{zu} .

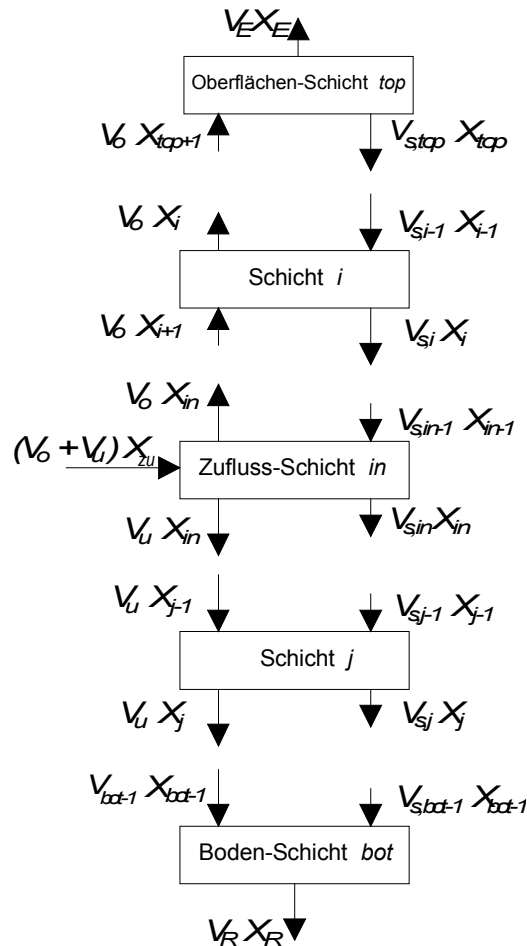


Abbildung 4 Massenflüsse für verschiedene Schichten. Von oben nach unten: Oberfläche, Schicht i im aufwärts durchströmten Gebiet, Zuflußschicht, Schicht j im abwärts durchströmten Gebiet, Bodenschicht.

Oberflächen- und Sohlschicht werden ähnlich behandelt. Über die Grenzen des Rechengebietes hinweg ist der Sedimentationsfluß $V_S \cdot X$ null und nur die Advektionsflüsse $V_E \cdot X_E$ (Oberfläche) resp. $V_R \cdot X_R$ (Boden) werden berücksichtigt. Die Konzentrationen in den Randschichten gleich sind wie in den Ausflüssen. Im realen Nachklärbecken könnte dies nur mit einem idealen Räumssystem und ohne Kurzschlußanteil vom Zufluß in den Rücklauf erzielt werden.

4 Zweidimensionale Strömungsmodellierung

4.1 Numerisches Modell

Für die ersten numerischen 2D-Simulationen von Absetzbecken wurden Klarwasserverhältnisse vorausgesetzt oder geringe Konzentrationen von Partikeln vorgesehen, deren Absetzvorgang die Strömung nicht beeinflusst (Imam *et al.*, 1983). Zudem wurde mit einem stark vereinfachten Turbulenzansatz (konstante Wirbelviskosität) modelliert. In der Folge wurde das k - ε -Turbulenzmodell hinzugefügt (Celik und Rodi, 1986), der Dichteinfluß auf die Strömung bei vereinfachter Turbulenzmodellierung berücksichtigt (DeVantier und Larock, 1987) und ein idealisiertes Räumssystem ins Modell integriert (Krebs, 1989). In neueren Entwicklungen wurde ein einfaches Flockungsmodells in die Simulation des Absetzvorganges einbezogen (Lyn *et al.*, 1992) und der Einfluß der Räum-induzierten tangentialen Geschwindigkeitskomponente auf das radiale Strömungsfeld in Rundbecken untersucht (Szalai *et al.*, 1994). Weiterentwicklungen beschäftigen sich heute damit, die Modelle detail- und wirklichkeitsgetreuer zu gestalten, mit dem Ziel, sie vermehrt für die Verbesserung konstruktiver Elemente einsetzen zu können.

Die numerische Strömungsmodellierung basiert auf folgenden Erhaltungsgleichungen, die hier in ihrer stationären Form angegeben werden.

Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial \rho U}{\partial x} + \frac{\partial \rho V}{\partial y} = 0 \quad (16)$$

Impulsgleichungen, mit Schwerkraft in y -Richtung

$$\frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial UV}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{eff} \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{eff} \frac{\partial U}{\partial y} \right) \quad (17)$$

$$\frac{\partial UV}{\partial x} + \frac{\partial V^2}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{eff} \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{eff} \frac{\partial V}{\partial y} \right) + g \frac{\Delta \rho}{\rho_w} \quad (18)$$

$$\text{mit} \quad v_{eff} = \nu + \nu_t, \quad \nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (19)$$

Turbulenzgleichungen

$$\frac{\partial U k}{\partial x} + \frac{\partial V k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_r + P_g - \varepsilon \quad (20)$$

$$\frac{\partial U \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial V \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + c_1 \frac{\varepsilon}{k} P_r - c_2 \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (21)$$

mit
$$P_r = v_{eff} \left[2 \left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (22)$$

$$P_g = \frac{g}{\rho_w} \cdot \frac{v_{eff}}{\sigma_X} \cdot \frac{\partial(\rho - \rho_w)}{\partial y} \quad (23)$$

Feststofftransportgleichung

$$\frac{\partial U X}{\partial x} + \frac{\partial (V - V_s) X}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_X} \frac{\partial X}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_{eff}}{\sigma_X} \frac{\partial X}{\partial y} \right) \quad (24)$$

Die Geschwindigkeiten U und V beziehen sich auf die Koordinaten x und y . Die Impulsgleichungen (Gl.17 und 18) enthalten auf der linken Seite den Term für den konvektiven Transport, auf der rechten Seite den Quellterm in Richtung des negativen Gradienten des Druckes P (Druckdifferenzen erzeugen Strömung) und die Terme für den diffusiven Transport infolge von Geschwindigkeitsgradienten. Der Proportionalitätsfaktor v_{eff} , der den diffusiven Transport zu den Geschwindigkeitsgradienten in Beziehung setzt, enthält die molekulare (kinematische) Viskosität ν und die Wirbelviskosität ν_t (Gl.19). Die Wirbelviskosität ν_t liegt typischerweise zwei Größenordnungen höher als die molekulare Viskosität ν und ist nicht wie jene eine Stoffgröße, sondern eine Funktion des lokalen Turbulenzzustandes (Gl.19). Das k - ε -Turbulenzmodell beinhaltet Transportgleichungen für die Turbulenzenergie k (Gl.20) sowie für deren Dissipationsrate ε (Gl.21), und dient der Bestimmung der übers Strömungsfeld variablen Wirbelviskosität ν_t . Gleichung (22) bezeichnet den in Gl.(20) und Gl.(21) verwendeten Produktionsterm P_r , der die Turbulenzanfischung durch Schergradienten beschreibt.

Genau wie die anderen Transportgrößen läßt sich auch der Stofftransport (Gl.24) als Überlagerung von Konvektion und turbulenter Diffusion darstellen. Die Sinkgeschwindigkeit V_S kann direkt in den Konvektionsterm in y -Richtung - also in Richtung der Schwerkraft - integriert werden. Die Sinkgeschwindigkeit V_S ist dabei natürlich nicht eine Konstante; sie wird für jeden Rechengitterpunkt aufgrund der lokalen Konzentration mit einer Absatzfunktion (z.B. Gl.12) errechnet. Die sich daraus ergebenden Werte der Gewichtskonzentration X (g/l) lassen sich mit Hilfe der Trockenpartikeldichte ρ_P und der Dichte des Wassers ρ mit Gl.(4) in lokale Dichtedifferenzen $\Delta\rho$ umrechnen.

Dichtedifferenzen $\Delta\rho$ wirken sich wiederum direkt auf den Impuls in y -Richtung und die Turbulenzenergie aus. Gleichung (18) wird im Vergleich zu Gl.(17) um ein Auftriebsglied als Folge lokaler Dichtedifferenzen erweitert, Gl.(20) um einen Quell- oder Senkterm P_g (Gl.23), je nachdem ob die Dichteschichtung instabil oder stabil ist. Für die Konstanten im k - ε -Modell wurden die Standardwerte nach Rodi (1980) verwendet: $c_\mu = 0.09$, $c_1 = 1.44$, $c_2 = 1.92$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.32$, $\sigma_X = 0.7$.

4.2 Lösungsverfahren

Nachdem für sämtliche Berandungen (Einlauf, Ablauf, Rücklaufentnahme, freie Oberfläche, Wand) Randbedingungen formuliert wurden, können die Gleichungen auf ein Rechengitter diskretisiert werden. Typische Rechengitter weisen Auflösungen im Bereich von 150 x 100 bis 200 x 300 Zellen auf; sämtliche Erhaltungsgleichungen werden folglich an 15'000 bis 30'000 Gitterzellen formuliert. Das Lösungsverfahren benötigt schließlich mehrere tausend (bis einige zehntausend) Iterationsschritte, bis eine konvergierte Lösung erreicht ist. Konvergenzprobleme ergeben sich vor allem als Folge der dichtebedingten Quell- und Senkterme. Die in der Folge vorgestellten Beispiele wurden auf dem Vektor-Rechner der Universität Karlsruhe mit durchschnittlich ca. einer halben bis einer ganzen Stunde Rechenzeit simuliert. Die Simulationen wurden mit einer im Hinblick auf Nachklärbecken weiterentwickelten Version des Modells von Rodi *et al.* (1989) durchgeführt.

5 Anwendung

5.1 Dynamische Schlammverlagerung ins Nachklärbecken

Dynamische Simulationen zur Erfassung der Schlammverlagerung vom Belüftungsbecken ins Nachklärbecken wurden bis heute vor allem mit 1D-Modellen durchgeführt. Die Kopplung von Belebtschlamm- und 2D-Nachklärbecken-Modellen wird erschwert durch die Tatsache, daß der Rechenaufwand für das 2D-Modell um Größenordnungen höher ist.

Ein Beispiel einer theoretischen dynamischen 1D-Rechnung (Abb.5) ist der Arbeit von Diehl und Jeppsson (1996) entnommen, die diese Simulation mit der Absatzfunktion von Takács *et al.* (1991) durchgeführt haben. Bei der Höhe null erfolgt der Zufluß, die Wassertiefe beträgt 4 m; positive Werte der vertikalen Koordinate liegen zwischen Sohle und Zufluß, negative Werte oberhalb des Zuflusses. Der Anfangszustand ist das Resultat einer stationären Rechnung und zeigt ein typisches Schlammprofil: es bildet sich ein Schlammbett aus, das etwas niedriger ist als 1 m, zwischen dem Schlamm Spiegel und dem Zufluß stellt sich eine Zone mit konstanter Konzentration ein, die sich gemäß Gl.(17) in der Zuflußschicht ausbildet.

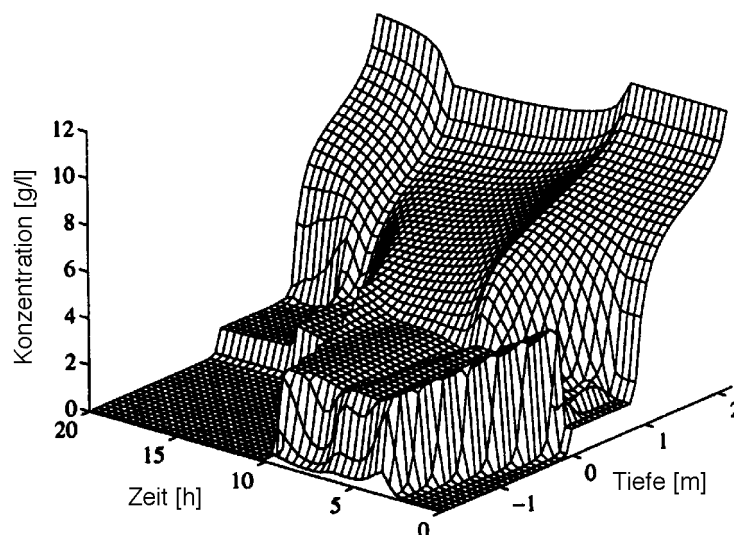


Abbildung 5 Schlammprofil in einer dynamischen 1D-Simulation mit dem Modell von Takács *et al.* (1991) (durch Jeppsson und Diehl, 1996).

Die folgende dynamische Belastung wurde für die in Abb.5 dargestellte Simulation aufgebracht: von Stunde 1 bis Stunde 10 wird der Durchfluß gegen oben verdreifacht, von Stunde 6 bis Stunde 16 wird der Rücklauf verdoppelt. Mit dem Beginn der Belastungssteigerung bewegt sich eine Konzentrationsfront in Richtung Oberfläche während sich das Schlammbett bedeutend langsamer hebt. Durch die Verdoppelung des Rücklaufs ändert sich nichts am prinzipiellen Verlauf des Schlammprofils, lediglich die Konzentrationen im Schlammbettbereich werden leicht verringert. Nach der Reduktion des Durchflusses auf das Ausgangsniveau baut sich die Konzentration im Bereich über dem Zufluß rasch wieder ab, während sich das Schlammbettprofil erst nach der Verminderung des Rücklaufs wieder der ursprünglichen Form annähert.

Das Beispiel aus Jeppsson und Diehl (1996) zeigt zugleich die Möglichkeiten und die Grenzen der 1D-Modellierung auf. Die Veränderungen des Schlammspiegels und der Rücklaufkonzentration lassen sich plausibel annähern. Wenn jedoch das "Becken" gemäß der Flux-Theorie über den limitierenden Stofffluß hinaus belastet wird, werden in der Zone über dem Zufluß unrealistische Vorgänge simuliert. Dichteeffekte führen in der Realität dazu, daß sich der eingebrachte Stofffluß erst mal nach unten bewegt. Es gilt allerdings zu erwähnen, daß die Belastungssteigerung im Testfall von Jeppsson und Diehl (1996) derart drastisch ist, daß dies unweigerlich zu einer Überlastung des Nachklärbeckens führen muß.

Bei der Vorhersage von Überlastungen und insgesamt von den Vorgängen oberhalb der Zuflußschicht sind die Möglichkeiten der 1D-Modellierung grundsätzlich limitiert. Die hochdynamischen Prozesse und die Ablaufqualität sind weitgehend Folgen von Strömungsphänomenen, die sich durch eine 1D-Modellierung nicht erfassen lassen. Wenn hingegen bei Belastungssteigerungen, die nicht zu einer Überlastung des Nachklärbeckens führen, die sich wesentlich langsamer abspielende Schlammverlagerung erfaßt werden soll, so liefert das 1D-Modell durchaus brauchbare Resultate.

5.2 Vergleich der 2D-Simulation mit dem Experiment

Ein Vergleich der simulierten Strömungsfelder mit experimentellen Daten soll Auskunft geben über die Aussagekraft des numerischen Modells. Da das Experiment für diesen Zweck geplant wurde, lassen sich Unsicherheiten in bezug auf nicht simulierbare Einflüsse auf ein Minimum beschränken. So

werden aufgrund der Einlaufanordnung dreidimensionale Effekte vernachlässigbar und mit der Sohl- und Räumkonstruktion dynamische Einflüsse des Räumers ausgeschaltet. Diese in realen Becken stets vorhandenen Einflüsse geben sonst Anlaß zu Spekulationen bei der Erklärung von Abweichungen zwischen Messung und Rechnung.

Abbildung 6 zeigt einen Vergleich zwischen Messung (Punkte) und Rechnung (durchgezogene Linien). Generell ist die Übereinstimmung zufriedenstellend: Die Maximalgeschwindigkeiten der einzelnen Profile, Vorwärts- und Rückströmgebiete, sowie der Profilverlauf werden gut vorhergesagt. Erwähnenswert ist insbesondere die gute Übereinstimmung des ersten Profils, in dem über weite Bereiche hohe Geschwindigkeitsgradienten auftreten.

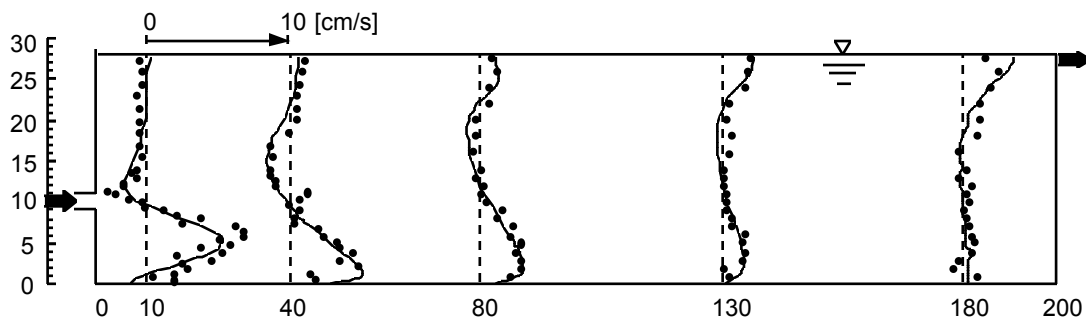


Abbildung 6 Profile horizontaler Geschwindigkeiten: Experiment (Meßpunkte), numerische Simulation (Linien). Maße in cm.

Von einem verifizierten physikalischen Ansatz ausgehend, kann das Modell nun auf Problemstellungen angewandt werden, die sich selber nicht mehr verifizieren lassen.

5.3 Einlauf

Die Auswirkungen von drei unterschiedlichen Einlaufanordnungen auf das lokale Strömungsfeld sind in Abb.7 gegenübergestellt. Ein Einlauf liegt 1.5 m über der Sohle (Abb.7a), die beiden an der Sohle liegenden Einläufe weisen Öffnungshöhen von 0.9 m resp. 0.5 m auf (Abb.7b resp. 7c). Die Belastungen sowie die übrige Beckengeometrie sind identisch. Es wurde kein erhöhtes Schlammbett vorgesehen. Zwischen den gezeigten Profilen liegen jeweils mehrere Gitterpunkte, deren Geschwindigkeitsvektoren aber der Übersichtlichkeit halber nicht gezeigt werden.

Der hoch liegende Einlauf verursacht als Folge der höheren Dichte des Zuflußgemisches eine Tauchströmung der vertikalen Wand entlang. Dabei wird potentielle in kinetische Energie umgesetzt und die nach der Umlenkung entstehende Sohlströmung im Vergleich zu den an der Sohle liegenden Einläufen deutlich beschleunigt. Die leicht größere Einlaufhöhe von 0.9 m (Abb.7b) löst unwesentlich höhere Geschwindigkeiten und eine größere Sohlstromhöhe aus als der niedrige Einlauf an der Sohle (Abb.7c). Die Vorwärtsströmung wird auf den ersten Metern kontrahiert und beschleunigt und dehnt sich erst danach wieder aus. Auf dieser kurzen Beschleunigungsstrecke wird Umgebungsfluid in die Sohlströmung eingemischt (vgl. Abb.8).

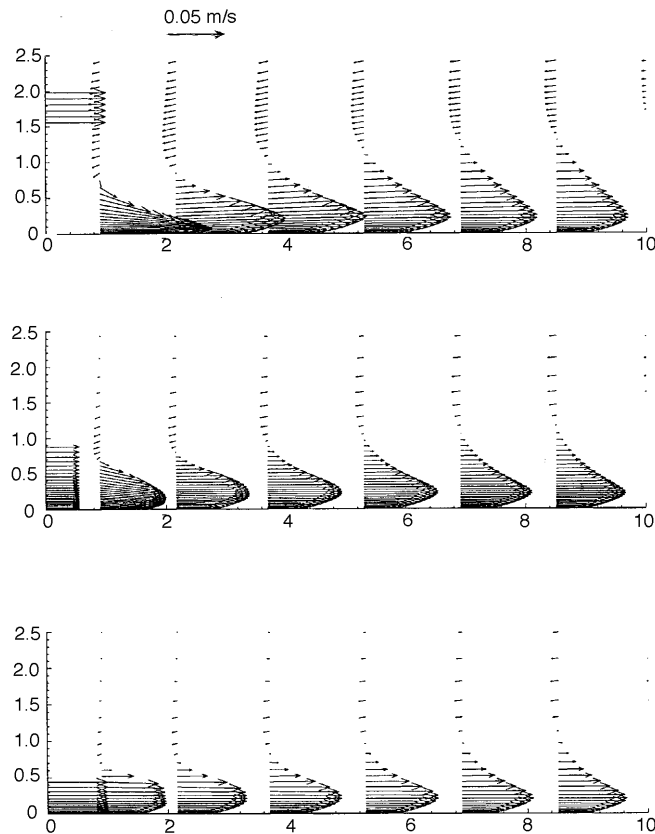


Abbildung 7 Geschwindigkeitsvektoren im Einlaufbereich für einen Einlauf 1.5 m über der Sohle (a), und für Einläufe an der Sohle mit Öffnungshöhen von 0.9 m (b) und 0.5 m (c).

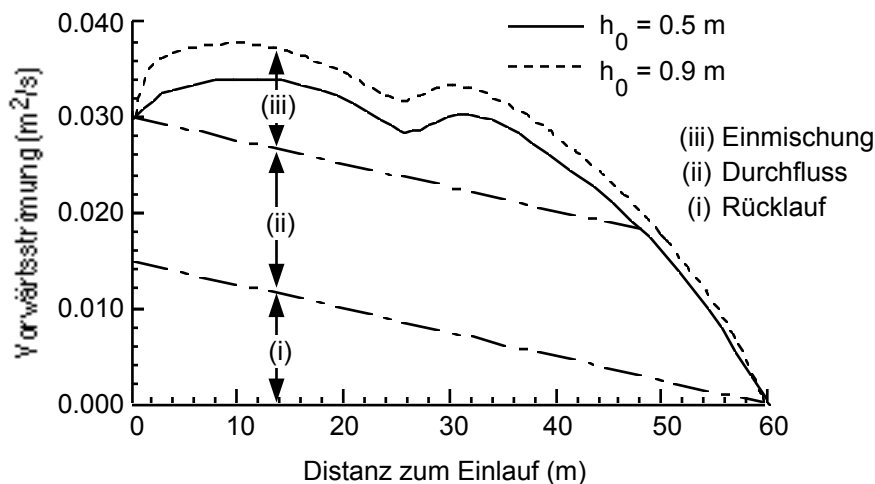


Abbildung 8 Spezifischer Volumenstrom (pro m Breite) der vorwärts gerichteten Sohlströmung über die Beckenlänge (60 m) für die Einlaufhöhen von 0.5 m und 0.9 m (entsprechend Abb.7c und 7b).

In Abb.8 sind die spezifischen Volumenströme (pro m Beckenbreite) der vorwärts gerichteten Sohlströmungen für die an der Sohle liegenden Einläufe dargestellt (Abb.7b und 7c). Dieser Volumenstrom kann in drei Anteile unterteilt werden (Krebs *et al.*, 1996):

- (i) in einen Rücklaufanteil, der bei gleichmäßiger Entnahme über die Beckenlänge im Diagramm von Abb.8 als Gerade dargestellt werden kann, die vom gesamten Rücklaufvolumenstrom beim Einlauf ausgeht und beim Beckenende null erreicht;
- (ii) in einen Durchflußanteil, der über den größten Teil der Beckenlänge konstant bleibt;
- (iii) und in einen Einmischungsanteil, der durch eine über der Sohlströmung liegende Rückströmung kompensiert werden muß, der also letztlich für die Walzenbildung im Becken verantwortlich ist.

Werden die Einmischungsanteile für die beiden Einlaufhöhen verglichen, so ergibt sich im Bereich der absolut höchsten Einmischung für die Einlaufhöhe von 0.9 m eine um 40% erhöhte Einmischungsrate gegenüber der Einlaufhöhe von 0.5 m. Eine nicht optimierte Einlaufhöhe hat demnach eine ähnliche Wirkung auf die Beckenströmung wie eine gesteigerte hydraulische Belastung.

Der Einlauf an der Sohle mit einer Höhe von 0.5 m induziert eine gleichmäßige Ausdehnung der Sohlstromhöhe von Beginn weg (Abb.7c). Dadurch wird die Einmischung zwar nicht vermieden, aber doch wesentlich vermindert. Die Höhe von 0.5 m entspricht im übrigen der Optimumsbedingung, die vorschreibt, daß die auf den Einlauf bezogene densimetrische Froudezahl $F' = 1$ sein soll (Krebs, 1989; Krebs *et al.*, 1995) um die gesamte Zuflußenergie zu minimieren.

Mit größer werdender Einlaufhöhe kann nicht mehr von einem uniformen Zuflußprofil ausgegangen werden, die Strömung wird sich zunehmend in Sohlhöhe konzentrieren. In Experimenten wurde schon die Beobachtung gemacht, daß im oberen Teil der Einlauföffnung sogar Umgebungsfluid in den Einlauf angesaugt wird (Krebs, 1991; McCorquodale und Zhou, 1993). Der effektiv in das Absetzbecken gelangende Volumenstrom würde dadurch aus Gründen der Kontinuität im Vergleich zum Nominalzufluß gesteigert und damit die eigentliche Absicht, mit der hohen Einlauföffnung eine geringe Geschwindigkeit zu induzieren, ins Gegenteil verkehrt.

5.4 Ablauf

Zwei typisierte Ablaufanordnungen für längsdurchströmte Rechteckbecken - einerseits ein "freier Überfall" über die Endwand und andererseits eine Entnahme längs der Oberfläche - wurden mittels numerischer Strömungsmodellierung untersucht (Krebs *et al.*, 1996). Die Varianten wurden stets mit dem selben, an der Sohle liegenden Einlauf mit 0.5 m Öffnungshöhe simuliert (vgl. Abb.7c). Für die Position an der Oberfläche gilt es zu bedenken, daß die zweidimensionale Modellierung eine Näherung an die in Ablaufnähe real dreidimensionale Strömung darstellt.

Die Konstellation der Strömungsschichtung zeigt einen wesentlichen Unterschied zwischen den Varianten mit Ablauf über die Endwand (Abb.9.a) und Ablauf an der Oberfläche (Abb.9.b). In Abb.9 sind die Nulllinien der Horizontalgeschwindigkeit dargestellt, die jeweils vorwärts- und rückwärtsströmende Schichten trennen. Für den Fall mit Überfall über die Endwand (Abb.24a) findet keine vollständige Reflexion der Sohlströmung statt. Die zweite Schicht existiert im hintersten Beckenbereich nicht mehr und es besteht eine direkte Verbindung zwischen der Sohlströmung und dem Ablauf. Der Ablauf an der Oberfläche wurde aus diesem Grund nicht bis zur Endwand gezogen. In Abb.9b stellt sich denn auch eine vollständige Reflexion der

Sohlströmung an der Endwand ein und dadurch, daß nun Wasser aus der zweiten oder sogar dritten Schicht den Weg in den Ablauf findet, wird der charakteristische Fließweg wesentlich verlängert.

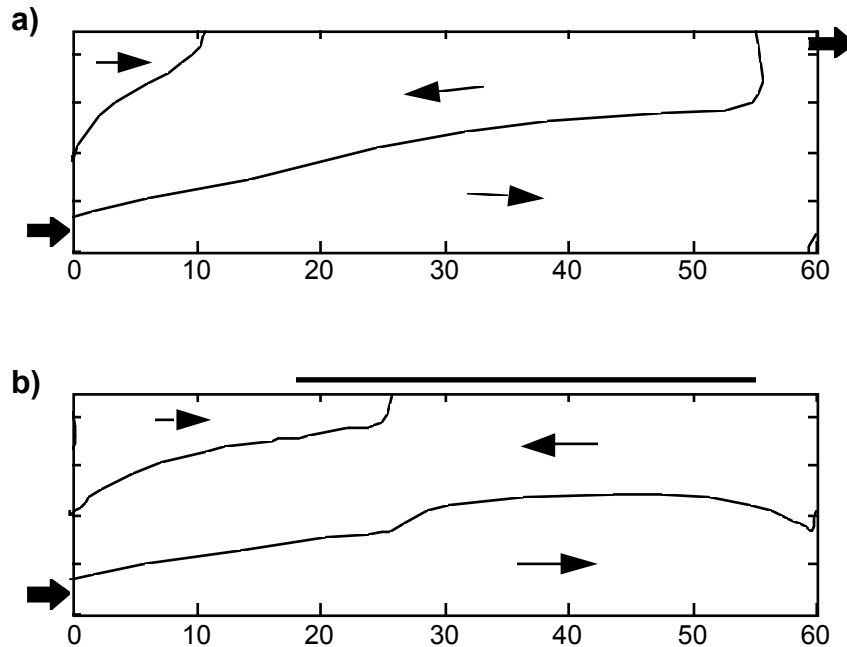


Abbildung 9 Strömungsschichten, die durch Nulllinien der horizontalen Geschwindigkeit getrennt sind. a) Ablauf über die Endwand, b) 37 m Ablauf entlang der Oberfläche.

In Abb.10 sind Stromlinienbilder von drei Ablaufvarianten dargestellt. Zusätzlich zu den beiden in Abb.9 diskutierten Varianten wird in Abb.10b eine Variante mit relativ kurzer Oberflächenrinne dargestellt. Die Entwicklung der Sohlströmung ist in der ersten Beckenhälfte durch den Einlauf geprägt und unterscheidet sich indessen kaum für die verschiedenen Varianten. Die im Zusammenhang mit der Schichtencharakteristik diskutierten Effekte zeigen sich auch hier, wobei sich offensichtlich die dritte, oberste Schicht bei der Variante mit kurzem Oberflächenablauf (Abb.10b) weniger ausgeprägt ausbildet als bei der längeren, in Abb.10c dargestellten Variante. Das bedeutet, daß die Fließwege in Abb.10c gegenüber denen in Abb.10b signifikant länger sind. Andererseits kann sich ein Ablauf, der sich bis in die Einlaufzone erstreckt, insofern kontraproduktiv auswirken, als bei pulsartiger Zuflußcharakteristik ein Kurzschluß in den nahen Ablauf möglich wäre. Die in Abb.10c gezeigte Ablauflänge scheint demnach einen optimierten Kompromiß zwischen langem Fließweg und Vermeidung der gefährlichen Nähe zum Einlauf darzustellen.

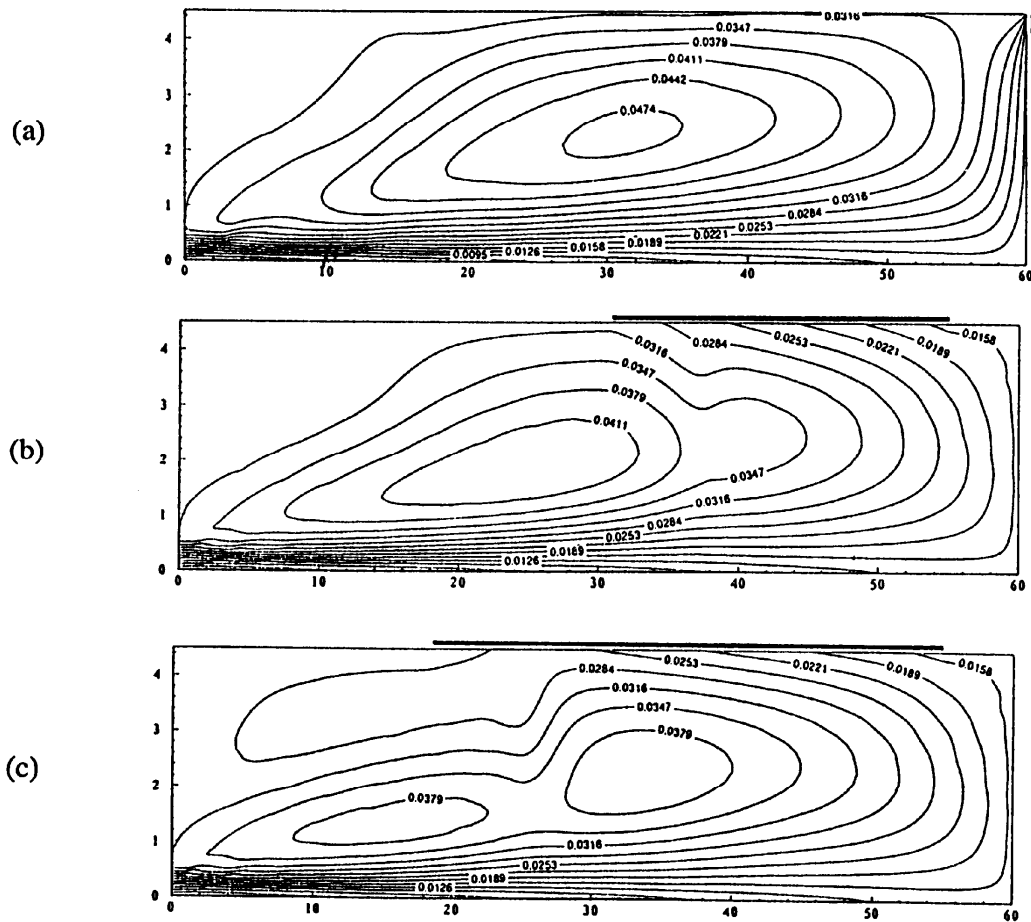


Abbildung 10 Stromlinien: a) Ablauf als Überfall über die Endwand; langgezogene Abläufe an der Oberfläche, b) 24 m lang, c) 37 m lang.

Die mittlere Aufwärtsgeschwindigkeit des Beckendurchflusses entlang der Endwand ist ein Maß für die Kapazität, Schlamm in obere Beckenbereiche zu transportieren. In halber Wassertiefe beträgt die mittlere Aufwärtsgeschwindigkeit für den Ablauf über die Endwand ca. 3.5 mm/s (Abb.10a), für die Positionen an der Oberfläche ca. 1.5 mm/s (Abb.10b und c). Dies wird durch die dichtere Lage der aufwärtsgerichteten Stromlinien an der Endwand wiedergegeben: Die äußerste Stromlinie, die in den Ablauf führt, ist in Abb.10a wesentlich näher bei der Wand. Die Differenz in der Aufwärtsgeschwindigkeit läßt sich nicht mit dem unterschiedlichen Sog der Abläufe erklären, sie liegt vielmehr an den *Positionen* der Abläufe, die eine unterschiedliche Art der Strömungs-Reflexion auslösen. Nur in unmittelbarer Nähe zum Ablauf wird das Geschwindigkeitsfeld durch die Ausdehnung des Ablaufs bestimmt. Generell ist das Strömungsfeld impulsgesteuert; der Input ins

System ist aber fast ausschließlich durch den Zufluß und die Dichteverhältnisse bestimmt, währenddessen der Ablauf nur eine marginale Rolle für den Impulshaushalt des gesamten Beckens spielt.

5.5 Einbauten

Einbauten im Absetzbereich von Nachklärbecken befinden sich im Stadium der Erforschung und wurden bis heute eher selten angewandt. Es kann unterschieden werden zwischen massiven Wänden, die meistens die Funktion von Strömungsbremsen haben, und durchlässigen Wänden, die die Strömungsverteilung und Flockungsanregung unterstützen.

Massive Wände wurden in diversen Prototyp-Untersuchungen beschrieben (Crosby, 1984; Krauth und Zahnder, 1987; Schlegel, 1989; Bretscher *et al.*, 1992). Die Auswirkungen auf die Ablaufqualität sind positiv, solange der Schlamm Spiegel im Teil vor der Wand die Wandhöhe nicht übersteigt. Mittels Computersimulationen konnte gezeigt werden (Krebs, 1991), daß durch das Verfrachten hoher Schlammkonzentrationen in den zweiten Beckenteil eine rasche Verschlechterung der Ablaufqualität ausgelöst werden kann, falls die Wandhöhe die mittlere Wassertiefe erreicht oder übersteigt. Massive Zwischenwände sollten also entweder niedrig ausgebildet werden oder nur für Anlagen verwendet werden, die geringen Belastungsschwankungen unterworfen sind.

Die Wirkung durchlässiger Wände wurde verschiedentlich in Prototyp-Becken und in Laborexperimenten untersucht. Wände mit vertikalen Schlitzen wurden zur Zuflußverteilung eingesetzt (Wiegmann und Müller-Neuhaus, 1951; Knop, 1952), Lochwände wurden verwendet um die Flockung zu fördern (Watanabe und Fukui, 1990), konzentrische Wände mit horizontalen Schlitzen wurden in runden Nachklärbecken eingebaut (Esler und Miller, 1986).

Lochwände im Absetzbereich wirken sich in zweierlei Hinsicht vorteilhaft auf Strömungs- und Absetzvorgänge aus: die Strömung wird vor der Wand ausgeglichen, nach der Lochwand wird durch die an den Grenzschichten der Lochstrahlen induzierten Schergradienten die Flockung gefördert (Krebs *et al.*, 1992). Der Nachteil, daß durch einen gestauten Schlamm Spiegel nach dem Durchströmen der Lochwand wieder eine Dichteströmung ausgelöst werden könnte, kann durch das Installieren mehrerer Lochwände in Serie kompensiert

werden; Schlammбетhöhe und -konzentration nehmen dann von Kammer zu Kammer in relativ geringen Stufen ab (Abb.11). In Krebs *et al.* (1992) wird ein Dimensionierungsvorschlag formuliert, der den Perforationsanteil und die Lochdurchmesser unter Berücksichtigung des Strömungsausgleichs, der Flockungsanregung und der Strahllänge optimiert.

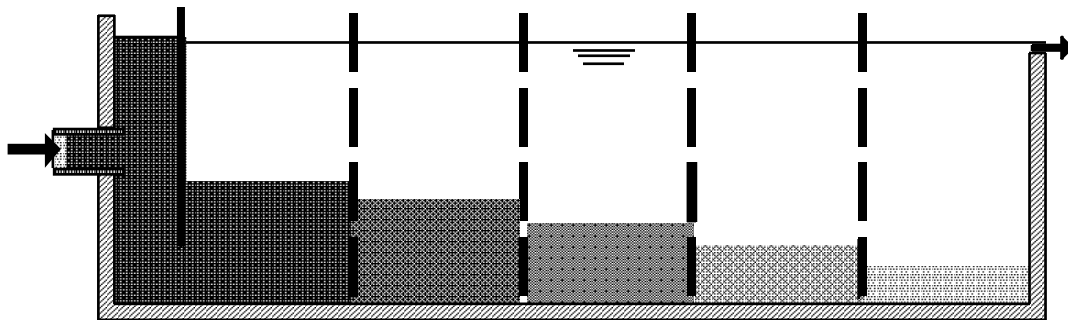


Abbildung 11 Schlammbetthöhe in einem längsdurchströmten, mit mehreren Lochwänden ausgerüsteten Rechteckbecken.

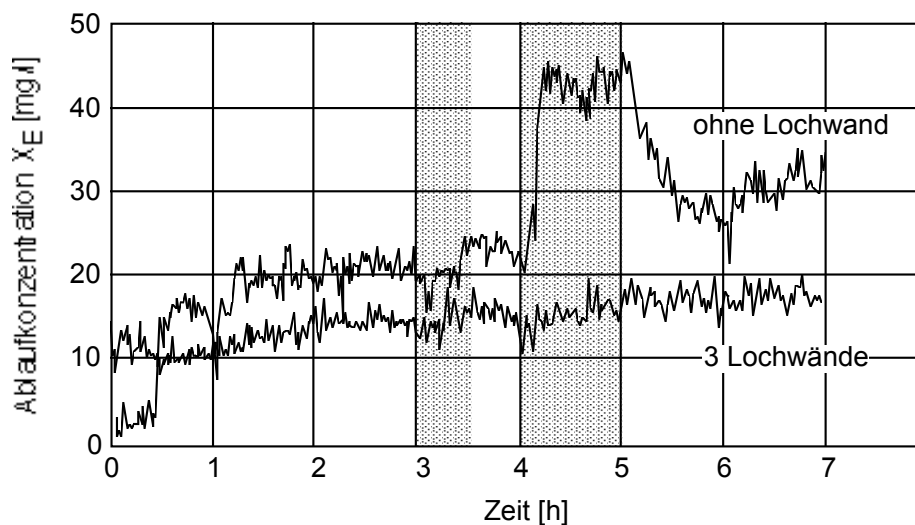


Abbildung 12 Ablaufkonzentration bei dynamischer Beschickung eines längsdurchströmten Rechteckbeckens im Normalzustand und mit 3 Lochwänden (Baumer *et al.*, 1996). Die hydraulische Flächenbeschickung beträgt anfänglich 1 m/h, von Stunde 3 bis 3,5 1,5 m/h, von Stunde 3,5 bis 4 1 m/h, von Stunde 4 bis 5 2 m/h, und anschließend wieder 1 m/h.

In der Pilotanlage von Baumer (1996) wurde die Wirkung von Lochwänden auf die Leistung eines Nachklärbeckens mit Belebtschlamm untersucht. Abbildung 12 zeigt einen Vergleich der Ablaufkonzentrationen im Verlauf eines

dynamischen Versuches (Baumer *et al.*, 1996), bei dem die hydraulische Flächenbeschickung für eine halbe Stunde von 1 m/h auf 1.5 m/h erhöht wurde, und nach einer halbstündigen Phase mit 1 m/h für eine Stunde auf 2 m/h. Bei diesem Versuch konnte gezeigt werden, daß die Ablaufkonzentration des Beckens mit 3 Lochwänden wesentlich stabiler auf die Belastungsschwankungen reagiert als das Becken ohne Lochwand. Mit dem Lochwandsystem wird die Kurzschlußströmung vom Einlauf zum Ablauf unterbunden, was insbesondere bei einer Stoßbelastung das Auswaschen von Belebtschlamm verhindert. Zudem kann in den vorderen Kammern Schlamm gespeichert werden, ohne daß sich der Schlammspiegel in Ablaufnähe anhebt. Im Becken mit den Lochwänden hat die Ablaufkonzentration den Wert von 20 mg/l auch bei der signifikanten Überlastung von Stunde 4 bis 5 nie überschritten.

Die Schlammräumung wird in Zusammenhang mit Lochwandsystemen in längsdurchströmten Nachklärbecken zum Problem. Die bekannten Räumsysteme sind stets auf die Längsrichtung ausgelegt und müssen deshalb die Wände "durchlaufen". Es wurden Versuche mit flexiblen Gummilappen gemacht, die den betroffenen Querschnitt in den Wänden während der Passage des Räumers freigeben (Baumer *et al.*, 1995). Besser wäre allerdings eine Räumung, die den Schlamm aus jeder Kammer individuell gesteuert entnimmt.

6 Folgerungen

Die Verwendung von Modellen zur Erfassung und Optimierung der Prozesse in Nachklärbecken muß sich an der Zielsetzung orientieren. Physikalische Modelle werden betrieben um bauliche Details zu optimieren oder um numerische Modelle zu verifizieren. Die Abbildung des Absatz- und Flockungsverhaltens von Belebtschlamm ist dabei das Hauptproblem.

Eindimensionale Modelle, die auf der Flux-Theorie basieren, werden erfolgreich in Kombination mit Belebtschlamm-Modellen eingesetzt. Sie erlauben, den interagierenden Schlammhaushalt von Belüftungsbecken *und* Nachklärbecken dynamisch zu modellieren. Die zwangsläufig resultierende Vernachlässigung von Randbedingungen und internen Vorgängen ist limitierend für

Optimierungen baulicher Details und im Hinblick auf die Vorhersage der Ablaufqualität.

Zweidimensionale Modelle sind wesentlich aufwendiger in der Handhabung und werden bis heute ausschließlich von spezialisierten Fachleuten betrieben. Dank der Möglichkeit, Strömungs- und Konzentrationsfelder als Momentaufnahme im ganzen Feld zu berechnen, konnten mit 2D-Modellen die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Qualität und Verhalten des Schlammes einerseits und der Strömung andererseits analysiert werden. Mit verifizierten Modellen konnten zudem praxisrelevante Fragestellungen zur Anordnung von Einlauf und Ablauf beantwortet werden.

Um die Zuverlässigkeit der numerischen Modellierung zu steigern, müssen verfahrenstechnische und mikrobiologische Modellvorstellungen verbessert werden. Gute Modelle zur Beschreibung des Schlammverhaltens können nicht als Resultat der numerischen Simulation anfallen, sie müssen als Eingabe zur Verfügung gestellt werden. Der Einfluß von Strömungsgradienten auf die Koagulation kleiner Partikel, auf die Flockung und die Eindickung des Belebtschlammes wird bis heute nicht im Detail verstanden. Voraussetzungen wären aber von der Computersimulation her gegeben, derartige Modelle, die auf lokalen Größen von Turbulenzintensität und -dissipation, auf Geschwindigkeits- und Konzentrationsgradienten beruhen, zu integrieren. Im weiteren sollten in Zukunft dynamische Simulationen vorgesehen werden zur Untersuchung der Vorgänge bei einsetzendem Regen und rascher Belastungssteigerung, derjenigen Situationen also, die häufig zu Schlammabtreiben aus der Kläranlage führen.

7 Symbole

c_1, c_2, c_μ	Konstanten im Turbulenzmodell
d_P	Partikeldurchmesser
\mathbf{F}'	$= U / (g' \cdot H)^{1/2}$, densimetrische Froudezahl
f_{ns}	Fraktion der nicht absetzbaren Partikel im Zufluß
g	Gravitationskonstante
g'	$= g \cdot \Delta\rho / \rho_W$, densimetrische Gravitationskonstante
H	Wassertiefe
\mathbf{Ha}	$= V_S \cdot L / (U \cdot H)$, Hazenzahl
i, j	Indizes für Schichten unter- und oberhalb des Zuflusses im 1D-Modell
j_T	totaler vertikaler Massenfluß im 1D-Modell
k	turbulente kinetische Energie
L	Beckenlänge
n, n_2, n_4	Koeffizienten in Exponenten von Absetzfunktionen (Gleichungen 9, 12)
P	lokaler dynamischer Druck
P_g, P_r	Turbulenzproduktion infolge Dichtegradienten und Geschwindigkeitsgradienten
Q	Durchfluß
Q_{zu}	totaler Zufluß zum Nachklärbecken
\mathbf{R}	$= U \cdot H / \nu$, Reynoldszahl
SVI	Schlammvolumenindex
U	lokale, über die Zeit gemittelte Geschwindigkeit in x -Richtung
V	lokale, über die Zeit gemittelte Geschwindigkeit in y -Richtung
V_S	Absetzgeschwindigkeit
V_{S0}	theoretische maximale Absetzgeschwindigkeit im Flux-Modell
$V_{S,max}$	maximale effektive Absetzgeschwindigkeit im Modell nach Takács <i>et al.</i> (1991)
V_o	Aufwärtsgeschwindigkeit oberhalb des Zuflusses im 1D-Modell
V_u	Abwärtsgeschwindigkeit unterhalb des Zuflusses im 1D-Modell
X	lokale Partikelkonzentration
X_E	Partikelkonzentration im Ablauf
X_{in}	Partikelkonzentration in der Zuflußschicht im 1D-Modell
X_R	Partikelkonzentration im Rücklauf
X_{zu}	Partikelkonzentration im Zufluß
x	Koordinate in Hauptströmungsrichtung (horizontal)
y	Koordinate in Vertikalrichtung
$\Delta\rho$	$= X_{zu} (\rho_P - \rho_W) / \rho_P$, lokale Dichtedifferenz zwischen dem Gemisch und Klarwasser
ε	Dissipationsrate der Turbulenzenergie
μ	dynamische Viskosität
ν	kinematische Viskosität (molekular)
ν_{eff}	$= \nu + \nu_t$, totale rechnerische Viskosität

ν_t	Wirbelviskosität
ρ	lokale Gemischdichte
ρ_P	Dichte der Partikel
ρ_W	Dichte von Klarwasser
σ_k, σ_e	Konstanten im numerischen Modell
σ_X	turbulente Schmidtzahl

8 Literatur

- Adams E.W. und Rodi W. (1990). Modeling flow and mixing in sedimentation tanks. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **116**(7), 895-913.
- Anderson N.E. (1945). Design of settling tanks for activated sludge. *Sewage Works J.*, **17**(1), 50-63.
- Baumer P., Volkart P., Bretscher U. und Krebs P. (1995). Untersuchungen zur Verbesserung der Strömung in den Nachklärbecken der Kläranlage Einsiedeln. *Korrespondenz Abwasser*, **42**(4), 598-612.
- Baumer P. (1996). Sanierung und Optimierung von Nachklärbecken mit Hilfe von Einbauten. *Mitteilung 144*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Baumer P., Volkart P. und Krebs P. (1996). Dynamic loading tests for final settling tanks. *Wat. Sci. Technol.*, **34**(3-4), 267-274.
- Bretscher U., Hager W. und Hager W.H. (1984). Untersuchungen über die Strömungs- und Feststoff-Verteilungen in Nachklärbecken. *gwf-wasser/abwasser* **125**(2), 81-90.
- Bretscher U., Krebs P. und Hager W.H. (1992). Improvement of flow in final settling tanks. *J. Environmental Engrg.*, ASCE, **118**(3), 307-321.
- Celik I. und Rodi W. (1986). Simulation of hydrodynamic and transport characteristics of rectangular settling tanks. In *Transport of Suspended Solids in Open Channels*, 129-132, ed. W. Bechteler, Balkema Publishers.
- Crosby R.M. (1984). Hydraulic characteristics of activated sludge secondary clarifiers. *Report EPA/600/2-84/131*, U.S. Environmental Protection Agency.
- DeVantier B.A. und Larock B.E. (1987). Modeling sediment-induced density currents in sedimentation basins. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **113**(1), 80-94.
- Dupont R. und Henze M. (1992). Modelling of the secondary clarifier combined with the activated sludge model no.1. *Wat. Sci. Technol.*, **25**(6), 285-300.
- Esler J.K. und Miller T.J. (1986). Full-scale clarifier modifications in New York State. Paper presented at the Annual Winter Meeting, New England, WPCA, Boston.
- Härtel L. und Pöpel H.J. (1992). A dynamic secondary clarifier model including processes of sludge thickening. *Wat. Sci. Technol.*, **25**(6), 267-284.
- Hazen A. (1904). On Sedimentation. *Trans. ASCE*, **53**, Paper no.980, 45-71.
- Imam E., McCorquodale J.A. und Bewtra J.K. (1983). Numerical modeling of sedimentation tanks. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **109**(12), 1740-1754.
- Jeppsson U. und Diehl I.G. (1996). An evaluation of a dynamic model of the secondary clarifier. *Wat. Sci. Technol.*, **34**(5-6), 19-26.
- Kalman L. (1966). Beitrag zur Messung von Fließgeschwindigkeiten in Klärbecken mit Thermosonden. *Schw. Zeitschrift Hydrologie*, **28**(1), 69-87.

- Knop E. (1952). Über den Einfluß der Strömung auf Flockung und Absetzvorgänge in Klärbecken. *Gesundheits-Ingenieur*, **73**(9/10), 157-163.
- Krauth K. und Zahnder S. (1987). Zweistufige Nachklärung zur Verminderung des Schwimmschlammes bei Belebungsanlagen mit Nitrifikation. BMFT *Forschungsbericht* 02WA444, Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Universität Stuttgart.
- Krebs P. (1989). Modellierung von Strömungen in rechteckigen Nachklärbecken. *Gas-Wasser-Abwasser*, **69**(11), 718-728.
- Krebs P. (1991). Modellierung und Verbesserung der Strömung in Nachklärbecken. *Schriftenreihe Umwelt* Nr.157, Schw. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern.
- Krebs P., Vischer D. und Gujer W. (1992). Improvement of secondary clarifiers efficiency by porous walls. *Wat. Sci. Technol.*, **26** (5-6), 1147-1156.
- Krebs P., Vischer D. und Gujer W. (1995). Inlet structure design for final clarifiers. *J. Environmental Engrg.*, ASCE, **121**(8), 558-564.
- Krebs P., Stamou A.I., García-Heras J.L. und Rodi W. (1996). Influence of inlet and outlet configuration on the flow in secondary clarifiers. *Wat. Sci. Technol.*, **34**(5-6), 1-9.
- Krebs P., Armbruster M. und Rodi W. (in Vorbereitung). Laboratory experiments of buoyancy-affected flow in clarifiers. To be submitted to *J. Hydraulic Research*.
- Kynch G.J. (1952). A theory on sedimentation. *Trans.*, Faraday Society, London, **48**, 166-176.
- Larsen P. (1977). On the hydraulics of rectangular settling basins. *Report* Nr.1001, Department of Water Resources Engineering, Lund Institute of Technology, Schweden.
- Lyn D.A. und Rodi W. (1990). Turbulence measurements in model settling tank. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **116**(1), 3-21.
- Lyn D.A. (1992). Laboruntersuchungen der Strömungsverhältnisse in einem längsdurchströmten Modellabsetzbecken. *Report* SFB210/T/82, 45-65, Berichtsheft zum SFB-Kolloquium vom 10./11. Oktober 1990, Universität Karlsruhe.
- Lyn D.A., Stamou A.I. und Rodi W. (1992). Density currents and shear-induced flocculation in sedimentation tanks. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **118**(6), 849-867.
- McCorquodale J.A. und Zhou S.P. (1993). Effects of hydraulics and solids loading on clarifier performance. *J. Hydraulic Research*, **31**(4), 461-478.
- Otterpohl R. und Freund M. (1992). Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows. *Wat. Sci. Technol.*, **26**(5-6), 1391-1400.
- Rodi W. (1980). *Turbulence models and their application in hydraulics*. Int. Association for Hydraulic Research, IAHR, Delft, The Netherlands.
- Rodi W., Majumdar S. und Schönung B. (1989). Finite-volume method for two-dimensional incompressible flows with complex boundaries. *Comp. Meths. in Appl. Mech. and Engrg.*, **75**, 369-392.
- Simpson J.E. (1987). *Gravity currents in the environment and the laboratory*. Ellis Horwood Ltd., Chichester, England.
- Szalai L., Krebs P. und Rodi W. (1994). Simulation of flow in circular clarifiers with and without swirl. *J. Hydraulic Engrg.*, ASCE, **120**(1), 4-21.
- Takács I., Patry G.G. und Nolasco D. (1991). A dynamic model of the clarification-thickening process. *Water Research*, **25**(10), 1263-1271.

- van Marle C. und Kranenburg C. (1994). Effects of gravity currents in circular secondary clarifiers. *J. Environmental Engrg.*, ASCE, **120**(4), 943-960.
- Wahlberg E.J. und Keinath T.M. (1988). Development of settling flux curves using *SVI*. *J. Water Pollution Control Federation*, **60**(12), 2095-2100.
- Watanabe Y. und Fukui M. (1990). Performance of a jet-mixed separator. *Water Supply*, IAWPRC, **8**, 61-69. Jönköping, Schweden.
- Weidner J. (1967). Zufluß, Durchfluß und Absetzwirkung zweckmäßig gestalteter Rechteckbecken. Stuttgarter *Bericht* Nr.30 zur Siedlungswasserwirtschaft.
- Wiegmann H. und Müller-Neuhaus G. (1951). Zwei neue Kläranlagen der Emschergerossenschaft. *Die Wasserwirtschaft*, **42**(3), 61-67.

Dank

Ein herzlicher Dank richtet sich an Prof. Dr. Wolfgang Rodi, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, für die Unterstützung der hier präsentierten Untersuchungen. Das Projekt wurde von der DFG finanziert.

Dr. Peter Krebs
EAWAG

Überlandstraße 133
CH-8600 Dübendorf
Schweiz

Tel +41 - 1 - 823 5039
Fax +41 - 1 - 823 5389
E-mail pkrebs@eawag.ch

Modellanwendungen zur Regelung von Belebungsanlagen

Jens Alex, Ralf Tschepetzki

ifak Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg

Kurzfassung: Es werden Anwendungsmöglichkeiten dynamischer Modelle von Belebtschlammprozessen aufgezeigt, die sich bei Integration dieser Modelle in Leitsysteme eröffnen. Es werden neben den kurz dargestellten Anwendungen zur Trainingssimulation und zum Aufbau sogenannter Software-Sensoren insbesondere modellgestützte prädiktive Regelungen diskutiert und an einem Beispiel die Nutzung von Modellen zur Überwachung von On-line-Analysatoren vorgestellt. Für den Einsatz in prädiktiven Reglern spielen vereinfachte deterministische Modelle eine besondere Rolle. An einem einfachen Beispiel zur Zulaufvergleichmäßigung wird der allgemeine Aufbau eines prädiktiven Reglers mit deterministischem Modell verdeutlicht. Die On-line-Modelle für modellgestützte Regelungen in der Abwasserreinigung müssen hierbei in der Regel als nichtlineare Beobachter ausgeführt werden. Softwarewerkzeuge zur Unterstützung der Implementierung modellgestützter Regelungen werden diskutiert.

Key words: Simulation, Beobachter, Prädiktive Regelung, On-line-Modelle

1 Einleitung

Mathematische Modelle von Belebtschlammprozessen und Anwendungen zur Berechnung des Verhaltens komplexer Abwasserreinigungsanlagen durch numerische Integration dieser Modelle (dynamische Simulation) haben sich in den letzten Jahren in der Forschung fest etabliert. Insbesondere neue Erkenntnisse über die Vorgänge im Belebtschlamm werden zunehmend in Form mathematischer Modelle präsentiert. Die Planung und Auswertung von Versuchen im Labor und halbertechnischem Maßstab wird durch Modellanwendungen unterstützt. Auch bei der Planung größerer Abwasserreinigungsanlagen findet sich zunehmend die Anwendung der dynamischen Simulation als unterstützendes Hilfsmittel.

Neben der Unterstützung zur verfahrenstechnischen Auslegung bietet die dynamische Simulation insbesondere beim Entwurf leistungsfähiger Betriebsführungs- und Automatisierungssysteme zukunftsweisende Chancen. Auch hier hat es sich als de facto Standard entwickelt, neue Steuerungs- und Regelungskonzepte zunächst mit Hilfe der dynamischen Simulation zu entwerfen, in unterschiedlichen Situationen zu testen, die erreichbaren Effekte abzuschätzen bevor Pilot-Installationen vorgenommen werden. Dieses Herangehen war auch der Ausgangspunkt des automatisierungstechnischen Institutes ifak, eine eigenes Simulationssystem (Alex und Tschepetzki 1994) zu entwerfen. Ergebnisse des Entwurfes von intelligenten Steuerungen zur Stickstoffelimination, die mit diesem Simulationswerkzeug entwickelt wurden, sind u.a. in (Jumar et al. 1994) und (Alex et al. 1994) vorgestellt.

In diesem Beitrag steht jedoch nicht die Nutzung des Werkzeuges dynamische Simulation in der Entwurfsphase von Automatisierungssystemen im Vordergrund sondern die Nutzung von Modellen zur direkten Unterstützung des Betriebes von Kläranlagen. Wesentliches Merkmal dieser Modelle ist die Abarbeitung in Echtzeit (Echtzeit-Modelle) und die Verknüpfung durch Signale mit dem realen Prozeß bzw. dem Leitsystem der Kläranlage (On-line-Modelle). Für die Anwendung auf Abwasserreinigungsanlagen zeichnen sich folgende vielversprechende Möglichkeiten ab:

Trainingssimulation: Unterstützung des Betriebspersonals von Kläranlagen mit einer über das Standard-Leitsystem bedienbaren simulierten Kläranlage zur Vermittlung von Prozeßverständnis, Schulung im Umgang mit dem Leitsystem, Erarbeitung und Training von Maßnahmenplänen in Störsituationen usw.

Modellgestützte Regelung: Realisierung sehr leistungsfähiger Regler, die das Vorliegen eines expliziten Prozeßmodells zur Laufzeit erfordern

Intelligente Sensoren: Sensoren, die über Modelle aus gemessenen Signalen und eventuell durchgeführten in-Sensor Experimenten die eigentlich interessierenden „Meßgrößen“ berechnen (mitunter auch als Software-Sensoren bezeichnet)

Störfallerkennung und Sensorüberwachung: Nutzung von Modellen zur Erkennung von Störfällen (Zulauf, Aggregate etc.) und/oder Sensorausfällen (On-line-Analysator)

Als besonders interessante und fordernde Anwendungsmöglichkeit soll neben der auszugsweisen kurzen Vorstellung aktueller Entwicklungen für die genannten Einsatzfälle die Realisierung prädiktiver Regler als spezielle Form modellgestützter Regelungen vertieft diskutiert werden.

Die Nutzung von On-line-Modellen in Software-Sensoren wird hier nicht weiter diskutiert, da der Stand und Perspektiven der Nutzung von Modellen für diese Aufgabe den Rahmen dieses Beitrages sprengen würde und im ifak erst wenige Erfahrungen zu diesem Anwendungsfeld vorliegen. Es sei an dieser Stelle auf (Spanjers 1993) und (Vanrolleghem 1994) verwiesen. Es ist aber zumindest anzumerken, daß die Methodik der Anwendung von Modellen (Beobachter, Parameterschätzung usw.), die in Software-Sensoren einen gewissen Stand erreicht hat, weitgehend äquivalent ist zu der Anwendung für die modellgestützte Regelung. Die Meßinformationen dieser Geräte wie Umsatzraten, Bestimmung des Anteils leichtabbaubaren Substrates usw. haben auch für den Einsatz modellgestützter Regelungen besondere Bedeutung, da erst mit diesen Informationen der Reinigungsprozeß beobachtbar wird.

2 Trainingssimulation

Trainingssimulatoren stellen andere Anforderungen an den Aufbau und die Bedienung eines Simulationssystems als die in der universitären Forschung und in der Planung verwendeten Simulatoren. So ist als Nutzerschnittstelle genau die Bedienschnittstelle zu realisieren, die ein Kläranlagenfahrer auch bei seinem realen Prozeß vorfindet, sprich ein Prozeßleitsystem. Technisch sind verschiedene Realisierungsvarianten denkbar. So ist einerseits die Nutzung kommerziell verfügbarer Leitsysteme als Bedienschnittstelle sinnvoll, wenn der Bediener des Trainingssystems auch an seiner realen Kläranlage mit diesem Leitsystem umgehen muß. Für diese Variante muß der Simulator entweder als Task in das Leitsystem integriert werden oder parallel auf einem eigenen Rechner in Echtzeit laufen und permanent Daten mit dem Leitsystem über eine geeignete Schnittstelle (z.B. Ethernet, Feldbus) austauschen (On-line). Eine zweite Möglichkeit ist die Realisierung einer herstellerunabhängigen Bedienschnittstelle, die über die prinzipielle Funktionalität echter Leitsysteme verfügt, ohne ein echtes Leitsystem zu sein. Diese Variante ist dann sinnvoll, wenn z.B. in der Ausbildung von Klärpersonal nicht ein spezielles Leitsystem

von Interesse ist und auf kostengünstiger Hard- und Softwarebasis gearbeitet werden muß. Für beide Varianten wurden im ifak entsprechende Methoden und Softwarewerkzeuge entwickelt, die im letzten Abschnitt dieses Beitrages dargestellt werden. Mit Hilfe dieser Werkzeuge wurde in Zusammenarbeit mit dem ISA in Aachen ein Prototyp eines Trainingssimulators für die Kläranlage Köln-Stammheim aufgebaut (Freund, M., Alex, J. 1996).

3 Modellgestützte Regelung

3.1 Einführung in prädiktive Regelungen

Mit den zunehmend besseren Möglichkeiten, numerisch aufwendige Regelungsalgorithmen komfortabel in Leitsysteme implementieren zu können, haben gerade modellbasierte Regelungs- und Steuerungskonzepte verstärkte Beachtung in der Regelungstechnik im allgemeinen gefunden. Zu dieser Gruppe von Regelungskonzepten gehören neben IMC (*Internal Model Control*), adaptiven Reglern mit explizitem Modell und den beobachtergestützten Zustandsregelungskonzepten auch modellbasierte prädiktive Regelungen (*MBPC Model-Based Predictive Control*). Diese Technik besitzt Vorteile, die auch die Anwendung in der Abwasserreinigung als erfolgversprechend erscheinen lassen. In der chemischen Industrie (insbesondere Petrochemie) und der Verfahrenstechnik finden sich bereits eine Vielzahl erfolgreicher Anwendungen. Regelungstechnisch besitzen modellgestützte prädiktive Regler (MBPC) folgende Eigenschaften:

- MBPC sind auf eine sehr weite Klasse von Regelstrecken anwendbar (Systeme mit großen Verzögerungen, nichtminimalphasige Systeme, instabile und schwach gedämpfte Systeme).
- MBPC sind von Natur aus geeignet, totzeitbehaftete Strecken zu regeln (Totzeit-Kompensation).
- MBPC sind ohne größere Schwierigkeiten auf nichtlineare Regelungsproblem und Mehrgrößensysteme übertragbar.
- MBPC bieten die Möglichkeit, gezielt und systematisch unterschiedlichste Beschränkungen zu berücksichtigen.

- MBPC können gleichzeitig Stör- und Führungsverhalten des Regelkreises in gewünschter Weise einstellen.
- Das Konzept von MBPC ist sehr offen und kann einfach auf spezielle Anforderungen hin angepaßt werden (z.B. adaptiver Aufbau).

Ein weiterer Vorteil liegt in dem sehr naheliegenden und verständlichen Konzept prädiktiver Regler. Aus diesem Grund könne prädiktive Regler auch von Ingenieuren und Wissenschaftlern, die keine vertieften regelungstechnischen Kenntnisse haben, erfolgreich eingesetzt werden. Diesen Vorteilen stehen natürlich Nachteile gegenüber:

- Hoher Implementierungsaufwand (Engineering-Aufwand, Numerischer Aufwand zur Laufzeit im Leitsystem)
- Notwendigkeit eines guten expliziten Prozeßmodells

Die Notwendigkeit der Rechnerimplementierung fällt bei modernen Leitsystemen zunehmend weniger ins Gewicht, da die notwendigen Voraussetzungen hierfür häufig gegeben sind. Es bleiben der hohe Engineering-Aufwand, der mit geeigneten Werkzeugen reduziert werden kann, Ansätze hierzu finden sich im letzten Abschnitt, und das Problem der Ermittlung geeigneter Prozeßmodelle. Mit der Aufstellung geeigneter Modelle entscheidet sich die erfolgversprechende Anwendung für die gewünschte Problemstellung.

3.2 Prinzipielle Funktionsweise klassischer prädiktiver Regler

Besonders einfach wird die Realisierung eines prädiktiven Reglers, wenn der Prozeß durch ein lineares Modell beschrieben werden kann. In diesem Fall kann eine analytische Vorschrift zur Berechnung der Stellgröße, die implizit die Kenntnis des Modells nutzt, angegeben werden. Übersichtsdarstellungen zur verallgemeinerten Behandlung prädiktiver Regler mit linearem Streckenmodell finden sich für GPC (Generalized Predictive Control) in (Clarke et al. 1987) oder als UPC (Unified Predictive Control) in (Soeterboek 1992).

Für die hier zu betrachtenden Anwendungen kann ein lineares Prozeßmodell jedoch nur in Ausnahmefällen angenommen werden. Unter Verzicht auf eine analytische Vorschrift zur Stellgrößenberechnung lassen sich prädiktive Regelungen leicht auf nichtlineare Systeme verallgemeinern. Als Voraussetzung

für den Aufbau des Reglers muß dann nur noch die Existenz eines expliziten Streckenmodells vorausgesetzt werden. Die Art des Streckenmodells ist für die Funktion des Reglers unerheblich.

Für die folgende Darstellung wird von einem Ein-/Ausgangsmodell in zeitdiskreter Form ausgegangen. In Abbildung 1 ist der Aufbau eines entsprechenden prädiktiven Regelkreises dargestellt.

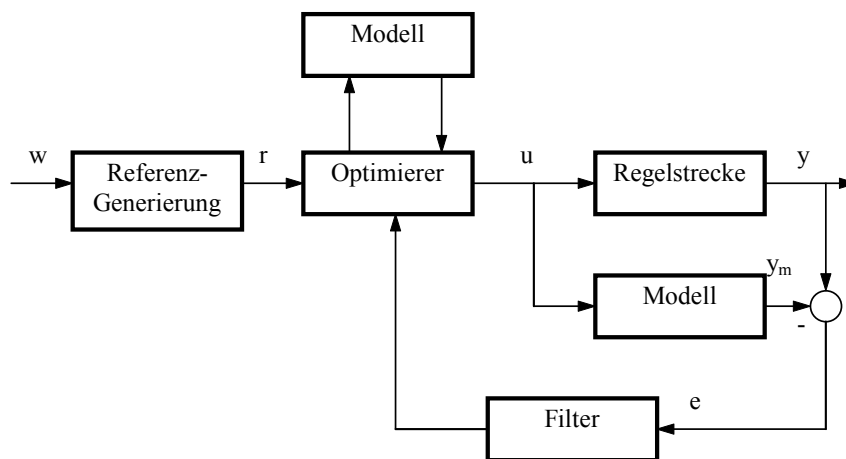


Abbildung 1: Struktur einer modellbasierten prädiktiven Regelung

w	Führungsgröße
r	Referenzgröße
u	Stellgröße
y	Ausgangsgröße der Strecke (Regelgröße)
y_m	Ausgangsgröße des Parallelmodells
e	Prädiktionsfehler

Bei der Abarbeitung des prädiktiven Reglers wird in jedem Taktzeitpunkt k der laufenden Zeit t eine optimale Stellgrößenfolge $\mathbf{u}(k)=[u(k|k), u(k+1|k), \dots, u(k+N_u-1|k)]$ berechnet. Die Kennzeichnung $u(\cdot|k)$ drückt aus, daß die Stellgröße mit dem im Zeitpunkt k zur Verfügung stehenden Wissen berechnet wird. N_u ist hierbei der Stellhorizont. Ab diesem Zeitpunkt wird das Stellsignal als konstant angenommen. Als Optimal wird ein Stellverlauf angenommen, der ein Gütefunktional J minimiert.

Das Konzept der verallgemeinerten prädiktiven Regelung läßt an dieser Stelle jedes beliebige geeignete Gütefunktional zu, jedoch haben sich in der Literatur weitgehend Funktionale der Form

$$J = \sum_{i=N_1}^{N_2} \left(r(k+i) - (y_m(k+i) + e(k+i|k)) \right)^2 + \gamma^2 \sum_{j=1}^{N_u} \left(\Delta u(k+j-1) \right)^2 \quad (1)$$

etabliert. Hierin sind N_1 und N_2 der minimale und der maximale Prädiktionshorizont, d.h. der Zeitbereich, in dem die Abweichung der vorhergesagten Regelgröße vom Verlauf der Referenzgröße r bewertet wird. Bei der Vorhersage der künftigen Regelgröße werden der mit dem Modell auf Grund der Stellfolge $u(k)$ generierte Verlauf $y_m(k+i)$ mit einer Annahme über den künftigen Verlauf des Prädiktionsfehlers $e(k+i|k)$ überlagert. Der Prädiktionsfehler beschreibt die Abweichungen zwischen Strecke und dem parallel geschalteten Streckenmodell auf Grund von nicht meßbaren Störungen und auf Grund von Modellfehlern. Mit dem zweiten Term im Gütefunktional J wird die Bewegung der Stellgröße mit γ gewichtet bestraft, um extreme Stellbewegungen zu vermeiden. Für die Minimierung des Gütefunktionals kann ein beliebiger Algorithmus zur Parameteroptimierung verwendet werden. Wenn $N_u=1$ gewählt wird, entartet die normalerweise mehrdimensionale Optimierungsaufgabe zu einer linearen Suche der optimalen Stellgröße. Diese Festlegung ist für viele Regelungsprobleme völlig ausreichend. Wird $N_u>1$ gewählt oder/und existieren mehrere Stellgrößen, erhält man eine mehrdimensionale nichtlineare Optimierungsaufgabe mit entsprechend hohem numerischem Aufwand. Beschränkungen bezüglich der Stellgrößen oder auch der Modellsignale können bei geeigneten Optimierverfahren berücksichtigt werden.

Von dem errechneten Stellgrößenvektor $\mathbf{u}(k)$ wird das erste Element $u(k|k)$ als Stellsignal auf die Strecke geführt. Derselbe Vorgang wiederholt sich im nächsten Tastszeitpunkt. Dieses Vorgehen (*receding horizon*) ist typisch für prädiktive Regelungen und wird mitunter auch als *Repetitive Control* bezeichnet.

Das mitlaufende Parallelmodell hat die Aufgabe, einen geeigneten Anfangszustand für die in jedem Tastschritt durchzuführende Optimierung zu liefern und über die Berechnung des Prädiktionsfehlers $e(k)$ Störungen und Modellierungsfehler zu erfassen, die somit bei der Vorhersage berücksichtigt werden können.

3.3 Modelle für prädiktive Regler

Wenn von der Notwendigkeit der Nutzung nichtlinearer Streckenmodelle ausgegangen werden muß, kann die Berechnung der optimalen Stellfolge $\mathbf{u}(k)$ nur über einen allgemeinen Parameteroptimierungsalgorithmus berechnet werden, der als einzige Anforderung die Fähigkeit des Streckenmodells, den Verlauf der Regelgröße bei gegebener Stellfolge berechnen zu können (Prädiktion), stellt. Unter dieser Prämisse ist praktisch jede Modellform für den Einsatz in einem prädiktiven Regler geeignet.

In der Literatur zur nichtlinearen Prädiktivregelung wird meist von „Black-Box“-Modellen, zur Beschreibung des Ein-/ Ausgangsverhaltens der Regelstrecke ausgegangen. Hier spielen in jüngster Zeit Künstliche Neuronale Netze die dominierende Rolle. Eine wesentliche Eigenschaft von „Black-Box“-Modellen ist, daß zur Parametrierung dieser Modelle Experimente am realen Prozeß unabdingbar sind (experimentelle Prozeßanalyse).

Die Alternative zu den Black-Box-Modellen sind deterministische Modelle, die häufig aus dem Aufstellen von Massen, Energie und Impulsbilanzen für die betrachteten Prozesse (theoretische Prozeßanalyse) herrühren. Das Ergebnis ist häufig eine allgemeine nichtlineare Zustandsraumdarstellung

$$\mathbf{x}'(t) = f(\mathbf{x}(t), u(t), t) \quad (2)$$

$$y(t) = g(\mathbf{x}(t), u(t), t) \quad (3)$$

mit dem Zustandsgrößenvektor $\mathbf{x}(t)$, der Stellgröße $u(t)$ und der Regelgröße $y(t)$ (Darstellung hier nur für eine Eingrößenregelung, aber leicht auf Mehrgrößensysteme übertragbar, kontinuierliches Modell angenommen).

Einen Vergleich dieser beiden prinzipiellen Modellformen zeigt Tabelle 1.

Tabelle 1: Modelleigenschaften

	Black-Box-Modell, z.B. KNN	deterministisches Modell
Aufwand zur Modellerstellung (theoretische Prozeßanalyse)	niedrig	sehr hoch
Aufwand und Probleme bei der Parametrierung	sehr hoch, Kritische Wahl von Anregungssignalen für die Lernphase - genügende Anregung in gewünschten Frequenz- und Amplitudenbereich muß sichergestellt werden, lange Meßphase (Lernphase) notwendig	mittel, nur wenige Parameter müssen experimentell bestimmt werden (Kalibrierungsparameter), aber Identifizierbarkeit nicht automatisch gegeben
Prädiktionsgüte	sehr gut (zumindest für den beim Lernverfahren minimierten Fehler, häufig <i>one step ahead prediction error</i>)	gut
Extrapolierbarkeit	nicht gesichert	sehr gut
Interpretierbarkeit, Transparenz von Modell und Parametern	nicht gegeben	sehr gut

Welcher Modellform jeweils der Vorzug gegeben werden sollte, hängt vom jeweiligen Anwendungsfall ab.

Neben der prinzipiellen Modellform ist jedoch auch die Betriebsweise des Modells im Prädiktivregler zu betrachten. In Abbildung 1 mit der prinzipiellen Funktion des Prädiktivreglers wird von einer Parallelschaltung von Modell und Regelstrecke ausgegangen. Der Modellausgang wird somit als Funktion der Stellsignale und vergangener Werte des Modellausganges berechnet:

$$y_m(k) = f([u(k), u(k-1), \dots, y_m(k-1), y_m(k-2), \dots]) \quad (4)$$

Das bedeutet, daß der Modellausgang völlig unabhängig von dem tatsächlichen Streckenausgang berechnet wird und Abweichungen zwischen diesen Signalen zugelassen werden. Der so resultierende Prädiktionsfehler wird als eine am Ausgang der Strecke wirkende Störung angenommen, die nur so (Parallelschaltung des Modells) durch den Prädiktivregler in gewünschter Weise berücksichtigt wird (keine bleibende Regelabweichung). Die Annahme, daß eine am Ausgang der Strecke wirkender Störung für die Abweichung verantwortlich ist, ist für lineare Systeme generell zulässig, da jede Störgröße auf Grund des Superpositionsprinzipes auf den Ausgang transformiert werden kann.

Diese Verfahrensweise ist für nichtlineare System in Frage zu stellen (wird in der Literatur aber selten getan). Da die Dynamik allgemeiner nichtlinearer Systeme vom Arbeitspunkt abhängig ist, muß beim Betrieb des Modells dafür gesorgt werden, daß sich auch das Modell näherungsweise im selben Arbeitspunkt befindet wie die Regelstrecke. Nur dann ist mit diesem Modell eine gute Prädiktion des künftigen Verlaufes der Regelgröße möglich. Für Störungen bedeutet das, daß auch die Größen der Störsignale an ihrem tatsächlichen Wirkungsort im Modell abgeschätzt werden müssen und nicht pauschal auf den Streckenausgang transformiert werden dürfen. Dies hat zwei Konsequenzen. Zum ersten müssen geeignete Störmodelle in das Prozeßmodell integriert werden. Zweitens ist eine Nachführung des Zustandes des Modells an den tatsächlichen Modellzustand notwendig, und die hierzu eingeführten Eingriffe in das Modell müssen bei der Prädiktion des künftigen Verlaufes der Regelgrößen berücksichtigt werden.

Eine Lösung dieses Problems ist für deterministische Modelle über die Ersetzung des einfachen Parallelmodells durch einen sogenannten Beobachter möglich. In (Krauss, Rake 1994) wird ein beobachterbasierter prädiktiver Regler vorgestellt.

3.4 Beobachter

In Abbildung 2 ist der allgemeine Signalflußplan eines nichtlinearen Beobachters dargestellt.

Es wird eine Beschreibbarkeit der Regelstrecke durch Gleichung (2) und (3) angenommen. Parallel zur realen Regelstrecke wird ein Modell mit gleichem Aufbau geschaltet ($f_m=f$, $g_m=g$). Zusätzlich wird angenommen, daß auf die Regelstrecke die nichtmeßbaren Störungen z wirken (meßbare Störgrößen können genauso wie die Stellgrößen u betrachtet werden). Zur Rekonstruktion der Störungen wird ein Störmodell eingeführt (f_z, g_z). Der Fehler zwischen den gemessenen Ausgangssignalen des realen Prozesses und den Ausgangssignalen des Beobachtermodells wird über eine nichtlineare Rückführung $K(x_m, y_m)$ auf die Berechnung der Modellzustände rückgekoppelt. Diese Rückkopplung kann wie ein Regelkreis zur Nachregelung der Modellausgänge nach den gemessenen Ausgangssignalen des Originalprozesses als Führungsgröße verstanden werden. Für den Entwurf der Rückführung K existieren unterschiedliche Entwurfsprinzipien. Bei einer deterministischen Betrachtung und Vorgabe der

Eigenwerte der Fehler-Differentialgleichung entsteht ein verallgemeinerter Luenberger-Beobachter (Luenberger 1971, Zeitz 1977). Bei einer stochastischen Betrachtung und Berechnung einer optimalen Rückführung K entsteht ein verallgemeinerter Kalman-Filter (z.B. Söderström und Stoica 1989).

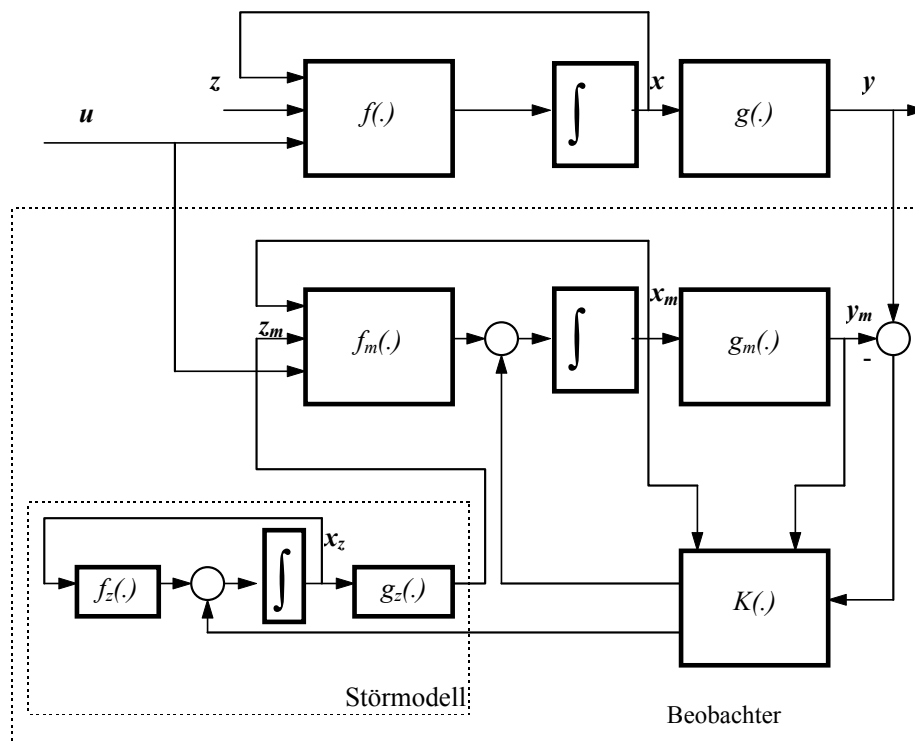


Abbildung 2: Allgemeiner Beobachter

4 Modellgestützte Regelung von Abwasserreinigungsanlagen

4.1 Anwendungen prädiktiver Regler in der Abwasserreinigung

Aus verschiedenen Gründen ist die Anwendung prädiktiver Regelungen auf Abwasserreinigungsanlagen vielversprechend. Das transparente Konzept prädiktiver Regler ist auch Nicht-Regelungstechnikern verständlich und erlaubt den Aufbau derartiger Regler durch Siedlungswasserwirtschaftler. Prädiktive Regler sind direkt für die ausgeprägt nichtlinearen Prozesse der biologischen Abwasserreinigung einsetzbar. Von besonderer Bedeutung ist die prinzipiell mögliche Berücksichtigung beliebiger Begrenzungen und Randbedingungen bei

der Stellgrößenberechnung. Insbesondere können die teilweise im strengen Sinne nicht steuerbaren Regelstrecken durch dieses Regelungsprinzip behandelt werden.

Dennoch gibt es auch ein Reihe von Schwierigkeiten bei der Realisierung derartiger Regler. Zunächst sind geeignete Prozeßmodelle bereitzustellen. Es ist zunächst naheliegend, die vollständigen deterministischen Belebtschlamm-Modelle, die sich in der dynamischen Simulation als Planungswerkzeug bewährt haben, auch als on-line-Modelle zu verwenden. Dieses Herangehen scheitert jedoch an den Beobachtbarkeitseigenschaften und den gegebenen Meßsituationen für Anwendungen an realen Abwasserreinigungsanlagen. Verschärft wird das Problem durch die Notwendigkeit, parallel zur Beobachtung des Prozeßzustandes auch die Parameter des Modells zu identifizieren, da diese a priori unbekannt und häufig zeitvariant sind.

Die bisher veröffentlichten Ansätze gehen von mehr oder weniger stark vereinfachten Modellvorstellungen aus (*Reduced Order Model* - ROM). Erste Erfolge stellen sich dann ein, wenn z.B. durch den Batchcharakter oder anderweitige Anregung der Prozesse besonders gute Beobachtbarkeits- und Identifizierbarkeitsbedingungen herrschen und ausreichend on-line Messungen (einschließlich Zulauf) vorliegen. Einen guten Überblick über die theoretischen Grundlagen und die Voraussetzungen zum erfolgreichen Einsatz von Beobachtermodellen findet sich in (Bastin, Dochain 1990). Eine Auswahl der Anwendung von On-line-Modellen (ohne Anspruch an Vollständigkeit und Repräsentant) für Abwasserreinigungsanlagen ist in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Applikationen von On-line-Modellen

Ayesa et al. 1991,1993, Larrea 1992 Jeppsson 1993	Erweiterter Kalman-Filter, basierend auf ASM 1, leicht vereinfacht, sehr gute Meßsituation
Carlsson 1994	Gezielte Vereinfachung des Modells ASM 1 zur Sicherung der gewünschten Beobachtbarkeit, Kalman-Filter
Carstensen 1994	Einfachstes Modell zur Sauerstoffzehrung, Kalman-Filter, Selbsteinstellender O ₂ -Regler
Ben Youssef, Dahhou 1996	„Grey-Box“-Modell, (lineares) Kalman-Filter, Prädiktiver Regler
Oswald et al. 1996	2 Substrat CSB Modell für eine Klärwerk in der Papierindustrie, gemeinsame Parameter- und Zustandsschätzung, Prädiktiver Regler
Hoen et al. 1996	Spezielles deterministisches Modell einer Industriekläranlage (TOC, N ...), Kalman-Bucy-Filter als Software-Sensor, Fuzzy-Control
	Sehr einfaches ROM (N-Elimination), Erweiterter Luenberger-Beobachter, prädiktive Regelung eines Ausgleichsbeckens

Neben deterministischen Modellen werden auch „Black-Box“-Modelle, z.B. in der Form Künstlicher Neuronaler Netze (KNN), verwendet. Ihr Einsatz ist nach Ansicht der Autoren dann sinnvoll, wenn deterministische Modelle nicht verwendet werden können, weil entweder der Prozeß unbekannt oder aber die Aufdeckung der physikalischen Zusammenhänge mit zu großem Aufwand verbunden ist. Interessante Anwendungen in der Abwasserreinigung sind z.B. die Schätzung spezifischer Größen, die nicht on line gemessen werden können oder aus Aufwandsgründen nicht gemessen werden, aus einfach meßbaren aber unspezifischen Parametern (z.B. Winkler 1994). In eigenen Untersuchungen (Alex et al. 1997) zur Nutzung von KNN wurden die Ergebnisse eines KNN basierten prädiktiven Reglers zur Regelung der Phosphatkonzentration über eine simultane Fällung in einer Anlage ohne und in einer Anlage mit erweiterter biologischer P-Elimination simulativ erprobt. Die prinzipielle Funktion der Regelung konnte nachgewiesen werden. Als ein Schwachpunkte werden die Anforderungen an die Gestaltung der Meß- und Experimentierphase zur Gewinnung der Lerndaten für die KNN und die zuverlässige Ermittlung robuster Modelle für die Regelung angesehen. Als Alternative wurde versucht, durch die Nutzung stark vereinfachter deterministischer Modelle (*Reduced Order Model - ROM*) die Schwachpunkte zu überwinden. Die Ergebnisse sind vergleichbar gut zu den Ergebnissen der aufwendig ermittelten KNN basierten Regelungen, besitzen aber robustere Eigenschaften sowie eine bessere Parametrierbarkeit und Adaptionfähigkeit.

Eine Besonderheit beim Aufbau prädiktiver Regelungen in der Abwasserreinigung ist die Notwendigkeit guter Störmodelle. Der Haupteinsatz der Regler liegt in der geeigneten Reaktion auf Störungen, die durch den Volumenstrom und die Frachten des Zulaufes dominiert werden. Da ein Großteil der den Zulauf charakterisierenden Inhaltsstoffe nicht on-line gemessen werden können (oder aus Kostengründen nicht gemessen werden), muß für den erfolgreichen Aufbau eines Beobachters besonderes Gewicht auf ein gutes Stör- bzw. Zulaufmodell gelegt werden. An dieser Stelle ist die Nutzung vorhandener a priori Informationen geschickter heuristischer Ansätze und auch die Anwendung von „Black-Box“-Modellen gefragt.

Wenn das Modell im weiteren für eine prädiktive Regelung verwendet wird, muß neben der Beobachtung des aktuellen Zulaufes eine Vorhersage (Prädiktion) des künftigen Verlaufes über den Prädiktionshorizont erfolgen.

Hierfür existieren eine Reihe konventioneller Techniken, wie sie z.B. auch in äquivalenter Weise für die Vorhersage des Wasserverbrauchs eingesetzt werden (Brdys, Ulanicki 1994). Auch die Anwendung von KNN ist wiederum denkbar.

4.2 Prädiktive Regelung eines Ausgleichsbeckens

Um die allgemeinen Ausführungen zur modellgestützten (prädiktiven) Regelung von Abwasserreinigungsanlagen zu illustrieren, wird im folgenden ein einfaches Beispiel vorgestellt. In Abbildung 3 zeigt das Simulationsmodell eines Ausgleichsbeckens im Hauptschluß des Zulaufes einer Kläranlage.

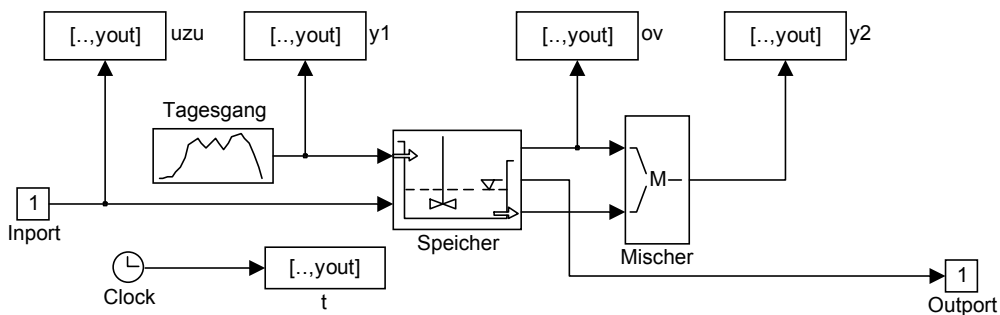


Abbildung 3: Regelstrecke als SIMBA-Modell

Der Block Speicher realisiert das Ausgleichsbecken. Der Zulauf wird durch den Block Tagesgang beschrieben und direkt in das Ausgleichsbecken geleitet. Der zweite Eingang des Blockes Speicher ist der Sollwert des aus dem Becken in die Kläranlage gepumpten Volumenstroms und stellt die Stellgröße des Reglers dar. Der gepumpte Strom (Speicher, Ausgang 3) zusammen mit einem eventuellen Überlauf (Speicher, Ausgang 1) ist der Zulauf zur Kläranlage. Der Füllstand im Ausgleichsbecken (Speicher, Ausgang 2) wird gemessen und wird als Regelgröße des Reglers angesehen. Dieses Simulationsmodell stellt den realen Prozeß dar. Für eine prädiktive Regelung muß ein Modell des Prozesses aufgestellt werden. Dieses angenommene Prozeßmodell wurde ebenfalls grafisch durch einen Signalflußplan repräsentiert (Abbildung 4).

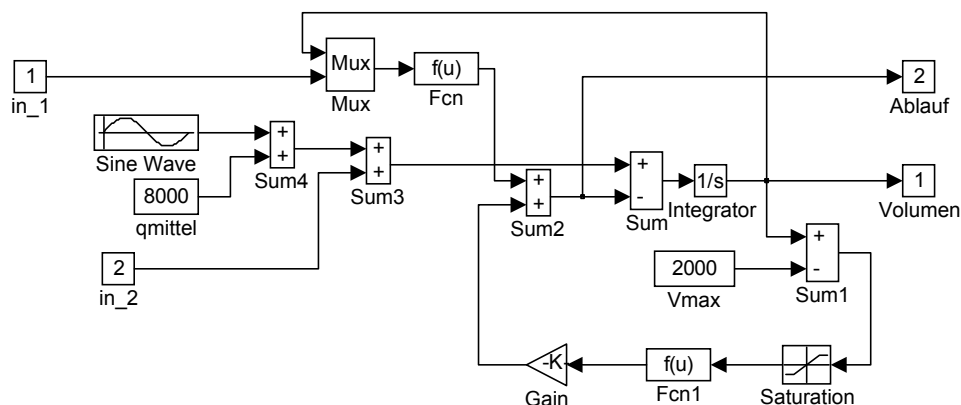


Abbildung 4: Modell der Regelstrecke und Zulaufmodell

Der Block Integrator integriert die Summe der zu- und abfließenden Ströme. Damit ist der Ausgang dieses Blockes der Füllstand im Ausgleichsbecken. Die Blöcke Sum1, Saturation, Fcn1 und Gain realisieren die Berechnung eines eventuellen Überlaufes (bei Überschreitung des Füllstandes von 2000 m³). Die Blöcke Mux, Fcn limitieren den Ablauf, wenn das Becken nahezu leer ist. Diese beiden Begrenzungsfunktionen (Becken leer, Beckenüberlauf) machen aus dem eigentlich linearen Streckenmodell (einfache Integration von Zu- und Ablauf) ein nichtlineares Modell.

Die Blöcke SineWave, qmittel und Sum4 stellen ein stark vereinfachtes Modell des Anlagenzulaufes dar. Dieses Modell wird notwendig, da eine Messung des tatsächlichen Zulaufes nicht vorausgesetzt wird. In Abbildung 5 ist die „Güte“ dieses Zulaufmodells im Vergleich zum tatsächlichen Anlagenzulauf dargestellt.

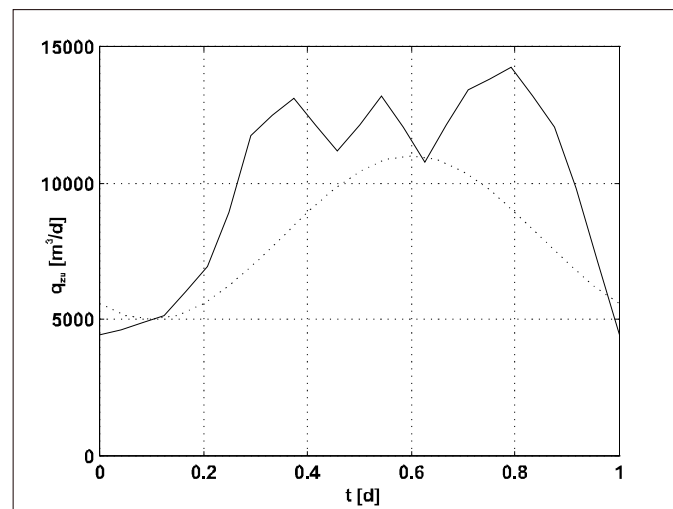


Abbildung 5: Zulauf

durchgezogen: tatsächlicher Zulauf
gestrichelt: Zulaufmodell

Diese Modellannahme ist ausreichend grob, um realistisch zu sein. Der Zulauf wird als sinusförmiger Verlauf mit einem Mittelwert von 8000 m³/d angesetzt. Der tatsächliche mittlere Zulauf liegt bei 10000 m³/d. Die Amplitude der Schwankung ist ebenfalls sichtbar zu klein gewählt.

Das Modell der Regelstrecke besitzt ebenfalls einen Eingang (Stellgröße), der dem Sollwert des aus dem Becken in die Kläranlage gepumpten Volumenstroms entspricht (Eingangsport in_1) und als Ausgangsgröße den Füllstand im Becken (Ausgangsport Volumen). Als zusätzlicher Eingang besitzt das Modell ein Signal (Eingangsport in_2), welches später zur Korrektur des Zulaufmodells verwendet werden soll. Der Aufbau des Prädiktiven Reglers ist Abbildung 6 zu entnehmen.

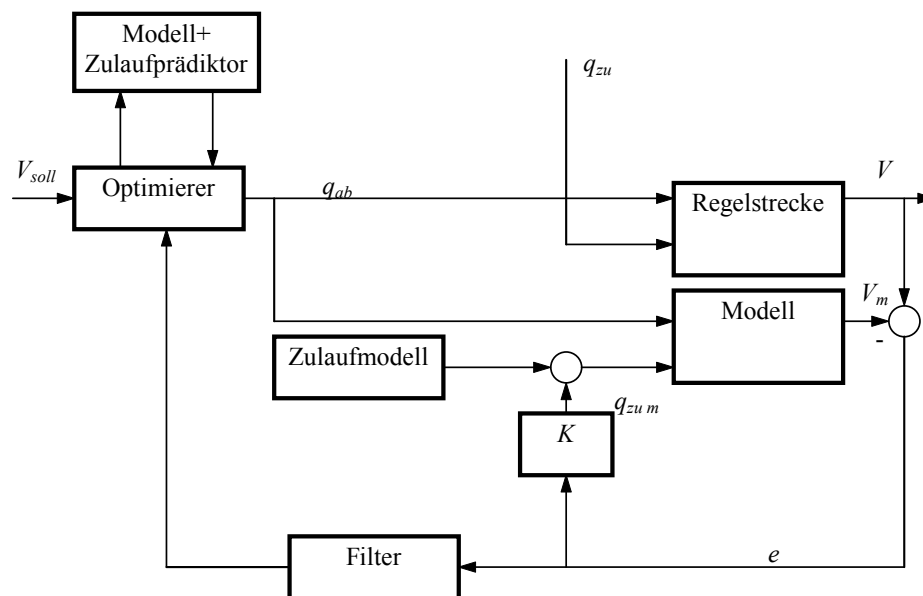


Abbildung 6: Prädiktivregelung des Ausgleichsbeckens

In diesem Signalflußbild werden der Block Regelstrecke durch das Simulationsmodell aus Abbildung 3 und die Blöcke Zulaufmodell und Modell durch das Simulationsmodell aus Abbildung 4 beschrieben. Im Vergleich zu dem allgemeinen Signalflußplan eines prädiktiven Reglers in Abbildung 1 fällt auf, daß das Parallelmodell durch die Rückkopplung K dem tatsächlichen Streckenzustand (Füllstand) nachgeführt wird. Dieser Aufbau kann als empirischer Beobachter betrachtet werden. Die Notwendigkeit, das normalerweise angesetzte Parallelmodell durch einen Beobachter zu ersetzen, wird in Abschnitt 3.3 begründet. Auch in diesem sehr einfachen Anwendungsfall würde die Verwendung eines reinen Parallelmodells zu einem Versagen des Prädiktivreglers führen. Durch die Abweichung des Störmodells (Zulaufmodells) von der Wirklichkeit kommt es bei einem Parallelmodell zu einem abweichenden Verlauf des Füllstandes in Modell und Wirklichkeit. Bei der Prognose des künftigen Verlaufes des Füllstandes bewirkt aber das Erreichen der Begrenzungen (Überlauf, Leerlauf) einen erheblichen Unterschied zum dann tatsächlich eintretenden Verhalten des realen Ausgleichsbeckens, da die Begrenzungen in Wirklichkeit eher oder später erreicht werden. Über die eingeführte Rückkopplung K wird der Füllstand im Modell dem tatsächlichen Füllstand nachgeregelt und als Ursache für diese Abweichung ein Fehler im Zulaufmodell angenommen. Die Ausgangsgröße des Blockes K kann als statische Korrektur des mittleren Zulaufes angesehen werden. Bei der Prognose des künftigen Verhaltens wird der letzte Wert dieses Korrektursignals konstant

gehalten, womit die Wirkung von Störungen in der angemessenen Form bei der Prädiktion berücksichtigt wird. Das verwendete Störmodell ist über den Sinusgenerator auch in der Lage, eine ausreichend gute Prognose des Verlaufs der Störgröße Zulauf zu berechnen.

Als Regelungsaufgabe wird hier der Einfachheit halber die Vergleichmäßigung des Zulaufes (Volumenstrom) zur Kläranlage gefordert. Als Gütekriterium wurde daher folgende Funktion aufgestellt:

$$J = \sum_{i=N_1}^{N_2} \left(f_{\text{straf}}(y_m(k+i) + e(k+i|k)) \right)^2 + \gamma^2 \sum_{j=1}^{N_u} (\Delta u(k+j-1))^2 \quad (5)$$

Hierbei entspricht die Prädiktion der Regelgröße $y_m(k+i)$ dem künftigen Verlauf des Füllstandes (Volumen) im Ausgleichsbecken. Dieser künftige Verlauf wird mit der in Abbildung 7 dargestellten Straffunktion bewertet.

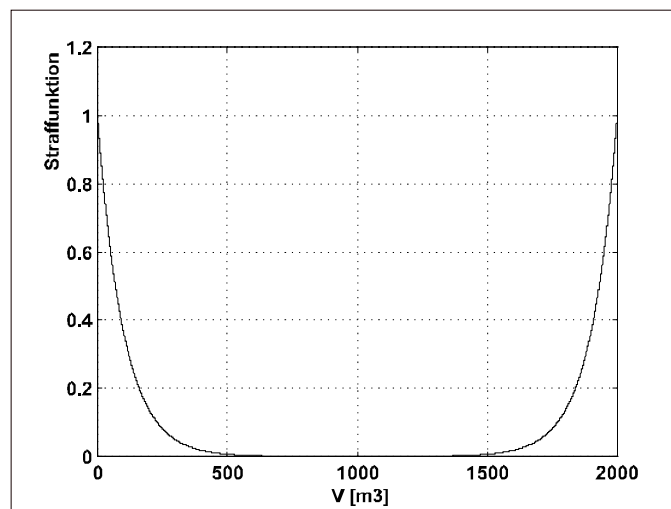


Abbildung 7: Strafffunktion des Füllstandes

Diese Funktion bestraft Füllstände im breiten Bereich um die Hälfte des Volumens (1000 m³) nur sehr schwach, dagegen das Erreichen der Begrenzungen (Überlauf, Leer) sehr stark. Neben der normalerweise nur geringen Beachtung der nominalen Regelgröße Füllstand wird die Stellbewegung, d.h. die Änderung des gepumpten Kläranlagenzulaufes, relativ stark bewichtet. Durch diese starke Bewichtung der Änderungen der Stellgröße wird die hier eigentlich angestrebte Vergleichmäßigung des Zulaufes erreicht. Es wurde eine relativ große Abtastzeit von $T_0=0.05d$, ein Stellhorizont von

$Nu=1$ und ein Prädiktionshorizont von einem viertel Tag ($(N_2-N_1)T_0=0.25d$) gewählt. Die Ergebnisse der Simulation der prädiktiven Regelung zeigt Abbildung 8.

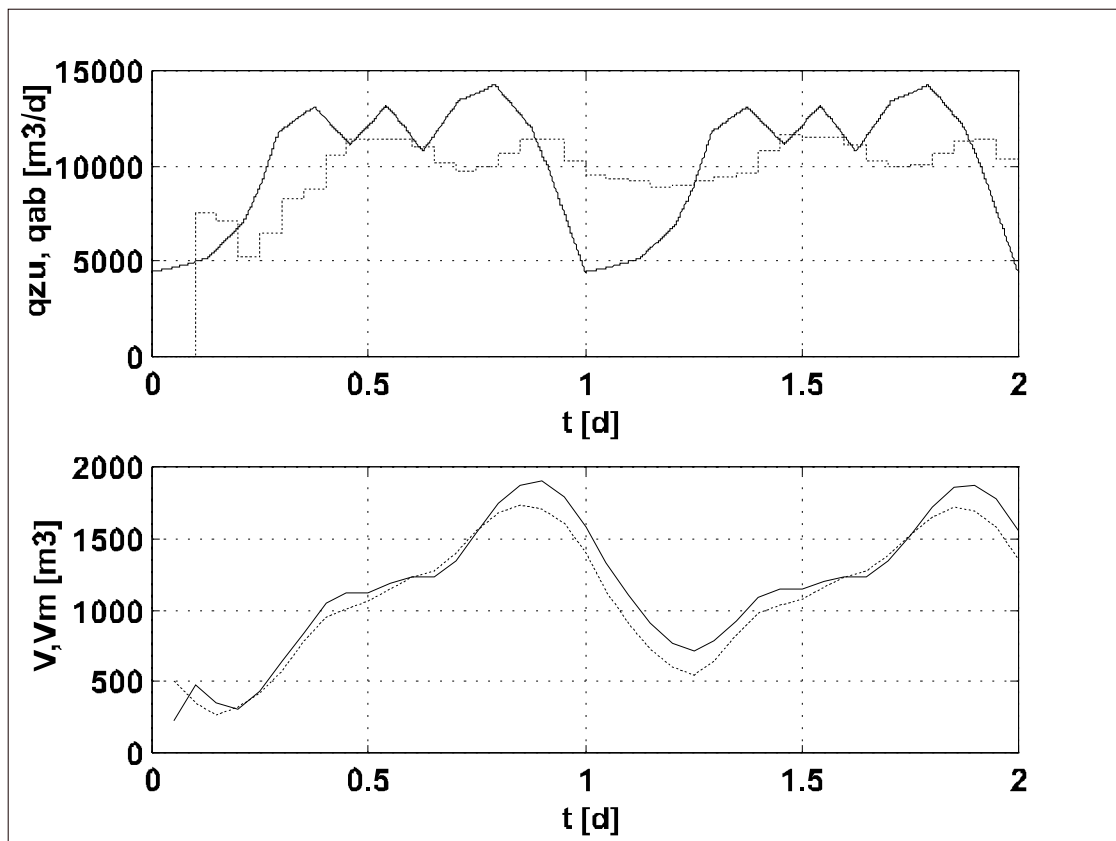


Abbildung 8: Funktion der prädiktiven Regelung

Der obere Teil der Abbildung zeigt den ursprünglichen (durchgezogene Linie) im Vergleich zu dem vergleichsmäßigsten Zulauf (gestrichelte Linie). Die Regelungsaufgabe wird in perfekter Weise gelöst, wobei berücksichtigt werden muß, daß lediglich eine Füllstandsmessung im Ausgleichsbecken als Information zur Verfügung steht. Diese Regelung funktioniert unverändert, wenn die Beckengröße verändert wird oder sich die Zulaufbedingungen ändern. Die Funktion der Zustandsnachführung ist im unteren Teil von Abbildung 8 zu verfolgen. In durchgezogene Linie ist hierbei der tatsächliche Füllstand des Ausgleichsbeckens und die gestrichelte Linie die Ausgangsgröße des Modells. Vor dem Hintergrund der großen Fehler bei der Zulaufmodellierung ist dies eine sehr gute Übereinstimmung.

Dieses sehr einfache Beispiel enthält bereits alle Komponenten, die beispielsweise auch für die prädiktive Regelungen der Nährstoffelimination biologischer Kläranlagen benötigt würden (ROM, Zustandsnachführung, usw.). Die Formulierung komplexerer Regelungsaufgaben unter Berücksichtigung beliebiger Beschränkungen ist auf einfachste Weise möglich. Als Schlüsselproblem ist die Definition eines geeigneten vereinfachten Modells und eines robusten Algorithmus zur Zustands- und Parameternachführung dieses Modells (Beobachter) anzusehen.

5 Sensorüberwachung/und oder Störfallerkennung

Neben der Nutzung von On-line-Modellen für eine modellgestützte Regelung bietet sich die Nutzung parallel mitlaufender Modelle zur Erkennung von Störsituationen an. Störsituationen können durch tatsächliche Störungen des Reinigungsprozesses auf der Anlage (extreme Zulaufsituation, toxische Inhaltsstoffe, betriebliche Störungen) oder aber durch Störungen in der Prozeßüberwachung - durch Meßstörungen entstehen. Für beide Problemstellung kann ein On-line-Modell eine schnelle Früherkennung ermöglichen.

Eine wichtige Eigenschaft übergeordneter Regelungen ist neben der Optimierung des Betriebes (Kosten, Ablaufwerte) die Sicherung der zumindest gleichen Prozeßstabilität wie bei der Verwendung keiner oder nur einfacher Steuerungen (z.B. Zeitplansteuerung). Dieses Ziel ist auf Grund der Zuverlässigkeit heutiger On-line-Analysatoren, die für eine übergeordnete Regelung herangezogen werden müssen, nicht selbstverständlich zu erreichen. Aus diesem Grund ist die Nutzung von On-line-Modellen zur Überwachung der Plausibilität von Meßwerten als notwendige Sicherheitsmaßnahme zu fordern. Im folgenden Beispiel wird die Implementierung eines flexiblen Belüftungsreglers auf einer realen Kläranlage vorgestellt, in dem einfachste Modelle zur Überwachung der genutzten Meßwerte eingesetzt wurden.

Die Notwendigkeit der Realisierung einer Sensorüberwachung kam bei der Piloterprobung (Alex et al. 1995) eines u.a. in (Jumar et al. 1994) vorgestellten flexiblen Belüftungsreglers für eine Anlage mit intermittierender

Nitrifikation/Denitrifikation zu Tage. Die Technologie der Anlage ist dem Simulationsmodell in Abbildung 9 zu entnehmen.

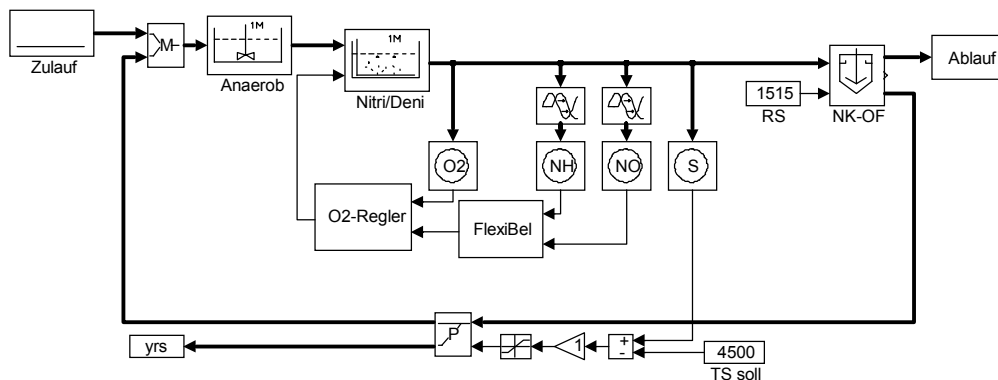


Abbildung 9: Simulationsmodell einer Anlage mit intermittierender Nitrifikation/Denitrifikation

An dem Becken zur intermittierender Nitrifikation/Denitrifikation ist zunächst ein O₂-Regler installiert, der in den belüfteten Phasen die Sauerstoffkonzentration auf einen ausreichend hohen Sollwert (2.5 mg/l) regelt. Der flexible Belüftungsregler hat die Aufgabe, die optimalen Umschaltzeitpunkte von Nitrifikation zu Denitrifikation und umgekehrt zu finden. Hierfür stehen ihm als Meßinformation die Ammonium-Stickstoff und Nitrat-Stickstoffkonzentrationen zur Verfügung.

Bei der Inbetriebnahme des Reglers an der Anlage stellte sich schnell heraus, daß eine Überwachung der Vertrauenswürdigkeit der On-line-Meßwerte für Ammonium und Nitrat unabdingbar für einen sicheren Betrieb ist (sporadische Störungen in der Ultra-Filtration). Diese Aussage wird noch klarer, wenn man bedenkt, daß der Regler die Kompetenz besitzt, die Belüftung auf Dauer auszuschalten (bei niedrigen Ammoniumkonzentrationen und genügend hohen Nitratkonzentrationen).

Zur Überwachung der Vertrauenswürdigkeit der On-line-Meßwerte wurden sehr simple Modelle in den Belüftungsregler integriert. Diese Modelle nehmen eine konstante Nitrifikations- und Denitrifikationsrate in der Nitrifikations- bzw. Denitrifikationsphase an. Nach einer bestimmten Zeit wird dann die tatsächliche Bewegung der Meßgrößen Ammonium und Nitrat mit der modellierten verglichen, und bei großen Abweichungen wird ein Meßproblem unterstellt. Bei diesen angenommenen Betriebsstörungen der On-line-Sensoren wird von der

flexiblen Regelung der Belüftung, die auf die Richtigkeit der Messungen für Ammonium und Nitrat vertrauen muß, auf eine zeitplan-gesteuerte Belüftungsstrategie umgeschaltet. In der Abbildung 10 ist die Funktion des Belüftungsreglers unter Einbeziehung dieser Überwachung dargestellt.

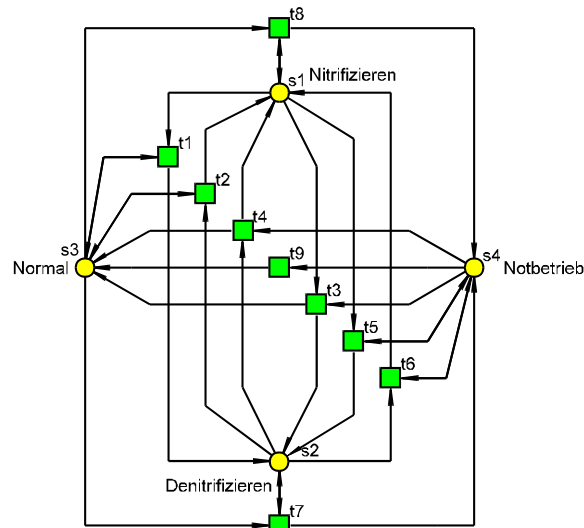


Abbildung 10: Sicherheitsnetzwerk des flexiblen Belüftungsreglers

Zur Darstellung wird hier ein Petri-Netz (Stellen-Transitionsnetz) verwendet. Die Zustände des Reglers ergeben sich aus der Kombination der Markierungen der vier Stellen dieses Netzes. Technologisch befindet sich der Regler immer entweder in der Nitrifikationsphase (Stelle s1 markiert) oder der Denitrifikationsphase (Stelle s2 markiert). Parallel dazu ist der Regler immer auch in einem der zwei Zustände Normalbetrieb (Stelle s3 markiert) oder Notbetrieb (Stelle s4 markiert). Die Transitionen t1 bis t9 realisieren den Markentransport im Netz und damit die Zustandsübergänge des Reglers. Hierbei bewirken die Transitionen t1, t3 und t2, t4 das Umschalten zwischen Nitrifikation und Denitrifikation entsprechend der Fuzzy-Regeln der flexiblen Reglers (siehe Jumar et al. 1994).

Die Transitionen t7 und t8 überwachen die Entwicklung der On-line-Meßgrößen und schalten im Störfall den Regler in den Notbetrieb. Innerhalb des Notbetriebs schalten die beiden Transitionen t6 und t5 zeitplangesteuert die Belüftung an und aus. Die Transition t9 beendet den Notbetrieb.

In Abbildung 11 ist ein Zeitraum der Piloterprobung, in dem es zu einem Ausfall der Ammoniummessung kam, dargestellt.

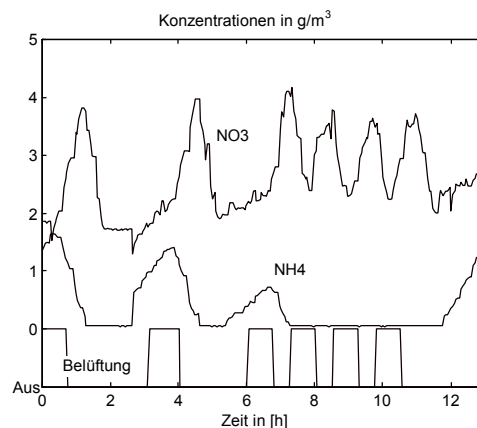


Abbildung 11: Sicherheitsregime

Eine wichtige Eigenschaft des Sicherheitsnetzwerkes (*safety jacket*) ist das automatische Zurückschalten in die optimale flexible Betriebsweise, wenn die Meßwerte wieder als vertrauenswürdig betrachtet werden können. Würde dieses Zurückschalten in den Normalbetrieb des Reglers einen manuellen Eingriff des Klärwerkspersonals erfordern, würde der Regler auf kurz oder lang ständig im zeitplangesteuerten Notbetrieb laufen.

In diesem Beispiel nutzt der Regler selbst kein Modell zur optimalen Regelung der Anlage. Die zugegebenermaßen trivialen On-line-Modelle wurden hier nur zum Zweck der Überwachung eingeführt. Um so naheliegender ist diese Funktion von On-line-Modellen, wenn diese Modelle bereits als Bestandteil eines prädiktiven Reglers verwendet werden (Zweifachnutzung).

6 Softwarewerkzeuge zur Implementierung modellgestützter Regelungen

Die künftige Verbreitung modellgestützter Regelungen in der Abwasserreinigung hängt sicherlich in entscheidendem Maße davon ab, inwieweit es gelingt, robuste Modelle in Form eines Beobachters parallel zum

Prozeß zu betreiben. Erste zumeist simulativ nachgewiesene vielversprechende Beispiele finden sich bereits in der Literatur. Doch um dann den Sprung von vereinzelten akademisch motivierten Pilotanwendungen in einen breiteren Einsatz zu schaffen, müssen weitere Voraussetzungen erfüllt sein. Einen entscheidenden Aspekt stellt der Engineering- und Implementierungsaufwand im Verhältnis zum Nutzen für derartige Regelungen dar. Es kann nicht angehen, jeweils ein Forschungsprojekt unter Einbeziehung ausgewiesener Experten zur Installation derartiger Regelungen zu starten.

Ein Weg, der zu praktikablen und leistungsfähigen Lösungen führen kann, wird in der verfahrenstechnischen Industrie mit *Integrated Process Design* beschrieben. Darunter wird die frühzeitige integrierte Betrachtung von Prozeß-Planung und regelungstechnischer Auslegung verstanden. Auf die Planung (Neubau oder Erweiterung) von Kläranlagen bezogen, bietet sich folgendes Vorgehen an:

- Nutzung des Planungswerkzeuges dynamische Simulation in der Planungsphase; bei der Notwendigkeit von Versuchsanlagen - Unterstützung bei der Versuchsplanung- und Auswertung durch dynamische Simulation
- Entwicklung der verfahrensbestimmenden Regelungskonzepte in der Entwurfsphase, Integration dieser Konzepte in die Simulation, Rückkopplung der simulierten Ergebnisse in die Prozeßgestaltung: Kann z.B. eine erwartete Zulaufschwankung bei gegebener Anlagenkonfiguration durch regelungstechnische Maßnahmen beherrscht werden? Damit können die Leistungsreserven besser abgeschätzt werden.
Modellüberlegungen für die verfahrenstechnische Modellierung können beim Aufbau modellgestützter (prädiktiver) Regelungen genutzt werden.
- Weitgehend automatische Implementierung der in der Planungsphase entworfenen und simulierten modellgestützten Regler in kommerzielle SPS- oder Leittechnik

Um den Aufwand beim Entwurf der prädiktiven Regelungen und bei der Implementierung dieser Regler auf ein akzeptables Maß zu reduzieren, müssen

geeignete Werkzeuge für den Engineering-Prozeß vorhanden sein. Für die Entwurfsphase bietet sich die Entwicklung von Regler-Bibliotheken als Ergänzung zu den verfahrenstechnischen Simulationssystemen an. In diesen Bibliotheken müssen ROM's, vorgefertigte Beobachter für bestimmte Prozeßklassen und vorbereitete Regelungskonzepte für wiederkehrende Regelungsprobleme bereitgestellt werden. Die Aufgabe, diese Bibliotheken aufzubauen, ist Forschungsgegenstand an der Schnittstelle zwischen Siedlungswasserwirtschaft und Regelungstechnik.

Das ifak als Institut der *angewandten* Forschung hat neben der Erforschung neuer Konzepte der modellgestützten Betriebsführung von Kläranlagen einen wichtigen Arbeitsschwerpunkt auf die Schaffung geeigneter Softwarewerkzeuge für die Überführung neuer anspruchsvoller Regelungskonzepte in kommerzielle Automatisierungssysteme gelegt.

Als ein wesentlicher Baustein modellgestützter Regelungen müssen (vereinfachte) deterministische Prozeßmodelle aus Simulationssystemen der Forschung und Planung (z.B. Alex und Tschepetzki 1995) als Softwaremodule in Automatisierungssysteme implementiert werden. Die Entwicklung einer derartigen Technologie läuft im ifak unter dem Arbeitstitel **SIMBA process**. Der Arbeitsstand ist so, daß z.Z. beliebige Modelle aus dem Simulator SIMBA als plattformunabhängiger C-Code erzeugt werden können. Diese Modelle können komplette Anlagenmodelle mit den vollständigen Modellen ASM 1, ASM 2 usw. sein, oder es können vereinfachte nichtlineare deterministische Modelle, „Black-box“-Modelle (KNN, Fuzzy), klassische Beobachter bestehend aus Beobachtermodell und nichtlinearer Rückführung mit den Möglichkeiten von SIMBA aufgebaut und dann als C-Code bereitgestellt werden. Die Modelle, die zunächst als allgemeine nichtlineare DGL-Systeme definiert sind, werden um Integrationsalgorithmen und Schnittstellen-Funktionen ergänzt, um später eine einfache getaktete Abarbeitung in einem Automatisierungsgerät zu ermöglichen. Die im Abschnitt 2 beschriebenen Trainingssimulatoren werden mit diesem Werkzeug aufgebaut.

Die Einbindung der erzeugten Module ist in alle Automatisierungssysteme, die über eine ausreichend leistungsfähige Möglichkeit zur Einbindung von C-Programmen verfügen, mit wenig Aufwand realisierbar. Bisher wurden Anbindungen an drei unterschiedliche Automatisierungssysteme als Prototypen realisiert, die die Zuverlässigkeit dieses Weges dokumentieren.

7 Literatur

- Alex, J., Jumar, U., Tschepetzki, R. (1994) A Fuzzy Controller for Activated Sludge Waste Water Plants. IFAC Symposium on Artificial Intelligence in Real Time Control, Valencia, Preprints, pp. 75-80
- Alex, J., Tschepetzki, R. (1995) SIMBA 3.0+ Simulation der biologischen Abwasserreinigung - Benutzerhandbuch. Ifak Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg
- Alex, J., Tschepetzki, R., Wischer, T., Jumar, U. (1995) Piloterprobung eines Belüftungsreglers für die Kläranlage Wanzleben. ifak Institut Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg, Referenzbericht
- Alex, J., Tschepetzki, R., Kliche, J. (1997) Selbstoptimierendes Steuerungssystem zur weitergehenden Stickstoff- und Phosphorelimination in Abwasserreinigungsanlagen auf der Basis von Künstlichen Neuronalen Netzen. ifak Institut Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg, Forschungsbericht, gefördert durch das MWF Sachsen-Anhalt, Förderkennzeichen 1444A/0083
- Ayasa, E., Flórez, J., García-Heras, J.L., Larrea, L (1991) State and coefficients estimation for the activated sludge process using a modified Kalman filter algorithm. Wat. Sci.Tech., Vol. 24, No.6, pp 235-247
- Ayasa, E., Flórez, J., Larrea, L, García-Heras, J.L. (1993) Evaluation of Sensitivity and Observability of the State Vector for System Identification and Experimental Design. Wat. Sci.Tech., Vol. 28, No.11-12, pp 209-218
- Bastin, G., Dochain, D. (1990) On-line Estimation and Adaptive Control of Bioreactors. Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York, Tokyo
- Bryds, M.A., Ulanicki, B. (1994) Operational Control of Water Systems: Structures, algorithms and applications. Prentice Hall, New York, London, Toronto, Sydney, Tokyo, Singapore
- Carlsson, B., Lindberg, C.-F., Hasselblad, S., Xu, S. (1994) On-line Estimation of the Respiration Rate and the Oxygen Transfer Rate at Kungsägen Wastewater Treatment Plant in Uppsala. Wat.Sci.Tech. Vol. 30, No.4, pp. 255-263
- Carstensen, J. (1994) Identifikation of Wastewater Processes. Ph. D. Thesis, Tech. University Denmark
- Clarke, D.W., Mohtadi, C., Tuffs, P.S. (1987) Generalized predictive control- part 1. The basic algorithm . Automatica, 23(2), pp 137-148
- Eschmann, M. (1997) Prädiktive Regelung der Phosphatkonzentration in einer biologischen Kläranlage. Diplomarbeit, Universität Magdeburg, Institut für Automatisierungstechnik, ifak - Institut Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg
- Freund, M., Alex, J. (1996) Möglichkeiten der Prozeßsimulation von kommunalen Kläranlagen. awt abwassertechnik Vol. 47 Heft 5 , S. 48-49
- Hoer, K., Schuhen, M., Köhne, M. (1996) Prozeßführung kommunaler Kläranlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation - ein adaptiver prädiktiver Ansatz. VDI Berichte Nr. 1282, S.269-278
- Jeppsson, U. (1993) On the Verifiability of the Activated Sludge System Dynamics. Doctoral thesis, IEA, Lund Institute of Technology, Sweden

- Jumar, U., Alex, J., Tschepetzki, R. (1994) A Fuzzy Control Application to Waste Water Treatment Plants. 3rd IEEE-Conference on Control Applications, Glasgow, U.K. August 24-26, Proceedings, Vol 1, pp. 665-670
- Krauss, P., Rake, H. (1994) Multivariable predictive controller with Kalman filter. Benelux quarterly journal on automatic control, Vol 35 Nr. 3, S. 38-43
- Larrea, L., Garcia-Heras, J.L., Ayesa, E., Florez, J. (1992) Designing Experiments to determine the Coefficients of Activated Sludge Models by Identification Algorithms. Wat.Sci.Tech. Vol. 25, No.6, pp. 149-165
- Luenberger, D.G. (1971) An Introduction to Observers. IEEE Transactions on Automatic Control AC-16, pp. 596-602
- Oswald, G., Mather, M., Schmeiss, H.-J., Späth, W., Königsdorfer, K., Gilles, E.D. (1996) Erfahrungsbericht über die modellgestützte Prozeßüberwachung und automatisierte Prozeßführung einer industriellen biologischen Abwasserbehandlungsanlage. GVC 96 S.391-406
- Söderström, T., Stoica, P. (1989) System identification. Prentice Hall, New York
- Soeterboek, R. (1992) Predictive Control - A Unified Approach. Prentice Hall, Hempel Hempstead, 1. Edition
- Spanjers, H. (1993) Respirometry in Activated Sludge. Doctoral thesis, Wageningen Agricultural University, Wageningen, The Netherlands
- Vanrolleghem, P. (1994) On-Line Modelling of Activated Sludge Processes: Development of an Adaptive Sensor. Doctoral thesis, University Gent, Section Environmental Technology
- Winkler, U. (1994) Einsatz computergesteuerter Methoden für den Betrieb von Kläranlagen unter besonderer Berücksichtigung neuronaler Netze. Darmstädter Seminar, Schriftenreihe WAR Nr.75
- Ben Youssef, C., Dahhou, B. (1996) Multivariable adaptive predictive control of an aerated lagoon for a wastewater treatment process. J. Proc. Cont. Vol.6 No.5, pp. 256-275
- Zeitz, M. (1977) Nichtlineare Beobachter für chemische Reaktoren. Fortschr.-Ber.VDI-Z. Reihe 8, Nr. 27

Dr.-Ing. Jens Alex

ifak Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg
Steinfeldstr. (IGZ)
D 39179 Barleben

Tel.: +49 392 03 810 44

Fax.: +49 392 03 811 00

E-Mail: ali@ifak.fhg.de

Einsatz der dynamischen Simulation bei kommunalen Großanlagen

Jörg Londong

Wupperverband, D-Wuppertal

Kurzfassung: Anhand von 3 Beispielen aus kommunalen Großanlagen werden Möglichkeiten zum Einsatz der dynamischen Simulation hinsichtlich der Bemessung, der Entwicklung und Überprüfung von Anlagenkonzepten, der Optimierung des Betriebes in der Umbauphase und die on-line-Simulation zur Betriebsoptimierung gezeigt. Ziele sind, ohne Einschränkung der Leistungsfähigkeit der Abwasserreinigung bei einer Einzelfallbetrachtung und unter Einsatz moderner Ingenieurwerkzeuge sowohl die Investitionen als auch die späteren Betriebskosten zu minimieren.

Key-words: Bemessung, Betriebsoptimierung, dynamischen Simulation, on-line-Simulation

1 Einleitung

Mit der Einführung des nach ökonomischen Verhältnismäßigkeitsgrundsätzen modifizierten Begriffes „Stand der Technik“ ins deutsche Wasserhaushaltsgesetz wurde dem Druck der deutschen Politik nachgegeben, die nicht mehr über den Schutz der Umwelt, sondern fast ausschließlich über Kosten debattiert. Umweltschutz ist heute kein Konsensthema mehr. Daher wächst der Druck auf die im Umweltschutz tätigen Ingenieure, von ihnen wird mehr den je erwartet, kostenoptimierte Lösungen zu erarbeiten. Diesen Anforderungen müssen wir uns aktiv stellen.

Meine Ausführungen sollen daher als Beitrag hierzu exemplarisch zeigen, daß es möglich ist, auch ohne Einschränkung der Leistungsfähigkeit der Abwasserreinigung bei einer Einzelfallbetrachtung und unter Einsatz moderner Ingenieurwerkzeuge sowohl die Investitionen als auch die späteren

Betriebskosten zu minimieren. Hierzu ist der Einsatz unseres gesamten Ingenieurwissens und nicht allein der Minimalkenntnisse derer, für die z.B. das Arbeitsblatt A 131 geschrieben ist, notwendig.

Größte Beachtung ist einer sorgfältigen Ermittlung bzw. Abschätzung der wesentlichen Eingangsgrößen für Planung und Betrieb zu schenken. Nach Möglichkeit sollten die Daten aus einer Ist-Analyse gewonnen werden, wobei auf eine ausreichende Untersuchungsdauer und die richtige, d.h. repräsentative Untersuchungszeit zu achten ist.

Je genauer das System Kläranlagen und die dort ablaufenden Prozesse beschrieben werden, desto mehr Eingangsgrößen werden benötigt, desto mehr Annahmen müssen getroffen werden. Das Ergebnis von Berechnungen wird daher nur so gut sein können, wie die zugrunde gelegten Annahmen und die Güte der Messungen. Das heißt also, daß ohne möglichst exakte Ermittlungen der Variablen auch mit flexiblen, genauen Ansätzen nicht unbedingt ein besseres Ergebnis zu erzielen ist.

Wenn von Ist-Zuständen auf Prognosen geschlossen wird, ist zu beachten, daß eine zu großzügige Abschätzung von Reserven und Entwicklungspotentialen hat sehr große Belebungsbeckenvolumina zur Folge. Mit große Becken wird jedoch nicht automatisch eine große Sicherheit. Zu groß angenommene Trockenwetterzuflüsse und die daraus abgeleiteten Mischwasserzuflüsse in der Größenordnung von $2 Q_t$ führen dazu, daß im Mischwasserfall besonders bei nicht voller Auslastung der Kläranlage kurz nach Inbetriebnahme ein sehr viel größeres Verhältnis von Trockenwetter zu Mischwasser als 2 eintritt. Bei starkem Mischwasserzufluß kommt es dann schnell zu einer Überlastung des Systems. Ammoniumablaufspitzen können die Folge sein (Londong, 1994).

Die Abschätzung der Auswirkungen von Änderungen im Zulauf (qualitativ wie quantitativ) und von Umstellungen im Behandlungsprozeß ist besonders dann problematisch, wenn es sich um dynamische Veränderungen handelt..

2 Dynamische Simulation : Ein neues Werkzeug für Planung und Betrieb von Kläranlagen

Ein neuer Weg, System- und Prozeßkenntnisse dynamisch zu berücksichtigen, wurde mit der Beschreibung des Systems Kläranlage durch mathematische Modelle beschriftet, die das Erfahrungswissen des Ingenieurs unterstützen sollten. Derartige Modelle waren zunächst auf den Hochschulbereich beschränkt, dienten der Forschung und wurden in seltenen Spezialfragen eingesetzt. Spätestens mit der Veröffentlichung des activated sludge models no. 1 der IAWQ (ASM 1) (Henze et. al, 1986) und seiner Umsetzung in anwendbare PC-Programme hat die dynamische Simulation mit Hilfe mathematischer Modelle an Bedeutung gewonnen.

Heute finden sich Beispiele für den Einsatz bzw. die Anwendung der Kläranlagensimulation hinsichtlich

- der Bemessung
- der Entwicklung und Überprüfung von Anlagenkonzepten,
- der Meß- und Regelungstechnik,
- der Betriebsoptimierung.

Welche speziellen Aufgaben mit Hilfe der Simulation bearbeitet werden können, hängt entscheidend von den zugrundeliegenden Modellen ab. Hierbei ist zu bedenken, daß ein Modell immer nur ein Abbild der Realität ist und diese nur hinsichtlich derjenigen Fragestellungen und Zielsetzungen hinreichend genau beschreiben kann, die bei der Modellbildung berücksichtigt wurden.

Für den unerfahrenen Anwender besteht daher die Gefahr, daß er die zu bearbeitende Fragestellung in vielen Belangen nur sehr vereinfacht betrachtet. Die Tatsache, daß in den meisten statischen Dimensionierungsmodellen nur ein Lastfall betrachtet wird, verführt dazu, auch die Simulation nur auf einen einzigen Lastfall abzustützen. Die Simulation, solange sie auf deterministischen Modellen beruht, hat aber die Eigenschaft, daß Unsicherheiten nicht von vornherein durch diese Modelle prognostiziert werden, sondern es müssen durch geeignete Annahmen (Lastfälle und Empfindlichkeitsbetrachtungen) die verschiedensten Situationen vorweg genommen, bewertet und in die Überlegungen einbezogen werden. (ATV,1997)

Da der Praxiseinsatz der dynamischen Simulation noch in den Anfängen steckt, gibt es noch eine Vielzahl von Defiziten und offenen Fragen. Stichworte sind hier die Methoden von Modellabgleichen, Kriterien für die Güte eines Abgleiches, Anforderungen an Datengrundlagen und Dokumentation. Eine Arbeitsgruppe der ATV hat sich daher zum Ziel gesetzt, die Diskussion über die dynamische Simulation verstärkt in die Praxis zu tragen. Hierzu wird voraussichtlich in diesem Jahr ein erster Arbeitsbericht (ATV,1997) in der Korrespondenz Abwasser veröffentlicht.

3 Beispiele für die Anwendung der dynamischen Simulation in Großanlagen

3.1 Unterstützung der Ausbauplanung für das Klärwerk Buchenhofen (700.000 EW)

3.1.1 Ausgangssituation

Das Klärwerk Buchenhofen liegt in Wuppertal und wird vom Wupperverband betrieben. Vorfluter für die Kläranlage ist die Wupper, ein Nebenfluß des Rheins. Die Wupper ist ein typischer Mittelgebirgsfluß mit hohen Abflußspitzen bei Regenereignissen und geringer Niedrigwasserführung in Trockenzeiten. Das Klärwerk Buchenhofen besteht in seinem jetzigen Ausbauzustand aus einer konventionellen Abwasserreinigung mit mechanischer Reinigung, Belebungsbecken, Nachklärbecken, die Schlammbehandlung aus Schlammfäulung und -verbrennung. Ursprünglich war die Kläranlage ausgelegt für 1,2 Mio. Einwohnergleichwerte. Angeschlossen sind zur Zeit etwa 700.000 EW. Das Abwasser ist stark durch industriellen Einfluß geprägt, die Hälfte der angeschlossenen Einwohnerwerte stammen aus der Industrie, vorwiegend Textilindustrie, chemische Industrie und Metallverarbeitung.

Im Rahmen der Erarbeitung eines Bewirtschaftungsplanes für die Wupper wurden Mitte der 80er Jahre ein Überwachungswert für den CSB von 40 mg/l, für den Ammoniumstickstoff von 5 mg/l und für den Phosphor von 0,4 mg/l gefordert. Die Überwachung erfolgt an der qualifizierten. Da auf der Basis von Stichproben ermittelte Ablaufwerte damals nicht abzuschätzen waren, wurde die mögliche Reinigungsleistung in großtechnischen Versuchen ermittelt.

3.1.2 Großtechnische Versuche

Die großtechnische Versuchsanlage bestand aus zwei Beckenstraßen mit jeweils 2.750 m³ Inhalt. Jedes Becken war in eine Denitrifikationszone und eine Nitrifikationszone aufgeteilt. Zur Überwachung der Versuche war es erforderlich an vielen Stellen on-line-Meßtechnik einzusetzen. So war von Anfang an die Messung von Ammonium und Phosphaten im Ablauf des Belebungsbeckens, von Nitrat im Ablauf des Denitrifikationsbeckens und von Phosphat und Ammonium im Zulauf zur Belebungsanlage möglich. Um die Umbaukosten zu minimieren war ursprünglich geplant den Nitratrücklauf in die Denitrifikationszone gemeinsam mit dem Rücklaufschlamm zu fördern. Die Leitung hierfür stellte sich jedoch nach kurzer Zeit als nicht ausreichend heraus, so daß im Herbst 1990 ein Umbau der Anlage erfolgte. Wesentliche Änderungen waren eine eigene interne Rezirkulationsleitung, die Unterteilung des Nitrifikationsbeckens in eine Kaskade, bestehend aus drei Einheiten, sowie die Anschaffung eines BSB M3-Gerätes im Zulauf und Einrichtung einer weiteren Nitratmeßstelle im Ablauf der Nitrifikationszone. Neben den on-line-Meßstellen wurde die Anlage mit Probenahmegeräten für zwei Stunden- bzw. 24 Stunden-Mischproben bestückt. Diese befanden sich im Zulauf zur Kläranlage, im Zulauf nach Zugabe der Prozeßwässer, im Zulauf zum Belebungsbecken und im Ablauf der Nachklärbecken.

Die Versuchsanlage wurde mit der gleichen Dynamik belastet wie die Großanlage.

Die großtechnischen Versuche wurden im wesentlichen zur Bestimmung der Leistung der Nitrifikation, Denitrifikation und Simultanfällung gemacht. Sie dienten ferner dem Testen von Regelungen und Steuerungen für Belüftung und Rezirkulation, dem Testen von on-line-Meßtechnik, spezieller Maschinenteknik, der Datenerfassung und Bearbeitung, und last but not least der Sensibilisierung und Schulung des Betriebspersonals.

3.1.3 Ergebnisse der großtechnischen Untersuchungen

In den ersten Untersuchungsphasen wurde die Kläranlage mit einer Schlammbelastung etwa von $B_{TS} = 0,15 \text{ kgBSB}_5/\text{kgTS}\cdot\text{d}$, der früheren Nitrifikationsanlage, relativ hoch belastet. Das Schlammalter in dieser Zeit lag etwa bei 6 bis 7 Tagen. Die Ammoniumablaufkonzentrationen während dieser

Phasen zeigten täglich auftretende $\text{NH}_4\text{-N}$ -Spitzen im Ablauf des Belebungsbeckens, die in ihrer Höhe stark schwankten (Abbildung 1).

In den weiteren Phasen wurde die Belastung des Belebungsbeckens gesenkt, in Phase 6 betrug die Schlammbelastung z.B. nur noch $0,09 \text{ kgBSB}_5/\text{kgTS.d}$, was einem Gesamtschlammalter von etwa 10 Tagen entsprach. Bei Temperaturen im Belebungsbecken von etwa 20°C traten noch immer die täglichen Spitzen auf, die jedoch deutlich niedriger ausfielen (Abbildung 2).

Ein Vergleich des Verlaufes der Zulaufkonzentration an Ammonium und der Ablaufkonzentration an Ammonium zeigte, daß einer Ammoniumfrachtspitze eine Ammoniumkonzentrationsspitze im Ablauf des Belebungsbeckens folgt. Die im Belebungsbecken vorhandene Nitrifikantenpopulation war während der Tagesspitzen nicht in der Lage, das vorhandene Nahrungsangebot umzusetzen. Zu diesem Ammoniumüberangebot kommt noch ein weiterer Effekt hinzu, der Austrag von Biomasse zu Zeiten mit hydraulischer Spitzenbelastung. Ganglinienuntersuchungen der TS-Konzentration im Belebungsbecken haben gezeigt, daß die Schwankungen bei Trockenwetterzufluß schon im Bereich von 1 mg/l TS liegen können. Zu Ammoniumspitzenbelastungszeiten fehlt also etwa $1/3$ der Biomasse an ihrem "Arbeitsplatz".

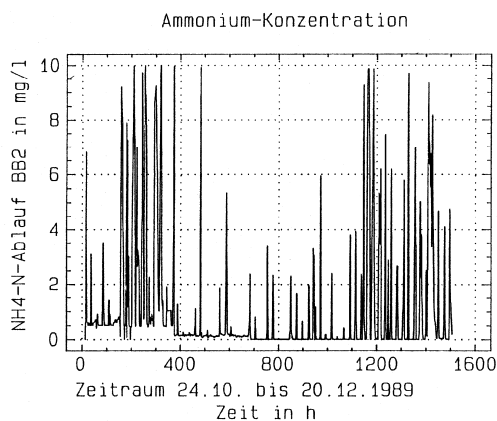


Abb. 1: $\text{NH}_4\text{-N}$ -ablaufkonzentrationen bei einer Schlammbelastung von $B_{\text{TS}} = 0,15 \text{ kgBSB}_5/\text{kgTS.d}$

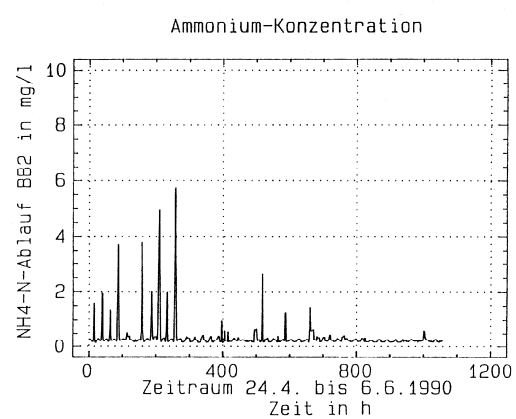


Abb. 2: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen bei einer Schlammbelastung von $B_{\text{TS}} = 0,09 \text{ kgBSB}_5/\text{kgTS.d}$

Die Bemessung der Belebung nach dem neuen A 131 berücksichtigt dieses Verhalten über Schwankungs- und Sicherheitsfaktor und ein damit auf der sicheren Seite angenommenes aerobes Schlammalter von 8 d.

3.1.4 Dynamische Simulation

Zur schnelleren Untersuchung von Varianten und Änderungen der Belastung und zur Abschätzung möglicher Erfolge von baulichen Maßnahmen ist die dynamische Simulation hilfreich. Der Wupperverband hat daher schon parallel zu den Versuchen das ASM 1 eingesetzt, um die weiteren Versuche besser planen zu können und erste Erkenntnisse für die weitere Entwurfsplanung zu gewinnen. Im Rahmen der Entwurfserstellung wurde mit der Aufsichtsbehörde abgestimmt, Simulationen zusätzlich vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen durchführen zu lassen. Das hier erstellte mathematische Modell (Rolfs,1995) umfaßt die Belebung und die Nachklärung (Abbildung 3). Mit dem Modell wurden 2 Untersuchungszeiträume simuliert und auf Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Pilotversuche hin untersucht. Ein solcher Modellabgleich ist erforderlich, um Aussagen der folgenden Simulationsstudien werten zu können. Die Volumina des Modells wurden nun an die aufgrund verschiedener Bemessungsläufe mit statischen Ansätzen errechneten angepaßt. Die jetzt mögliche Simulation der Kläranlage mit einem abgeglichenen Modell wurde vor allen Dingen dafür genutzt werden, den Einfluß von Mischwasserzuflüssen, Trübwasserzugaben, Speicherbewirtschaftung, Nitrifikation, Denitrifikation zu untersuchen, um so eine möglichst wirtschaftliche Ausbauvariante zu finden, ohne weitere aufwendige Großversuche machen zu müssen.

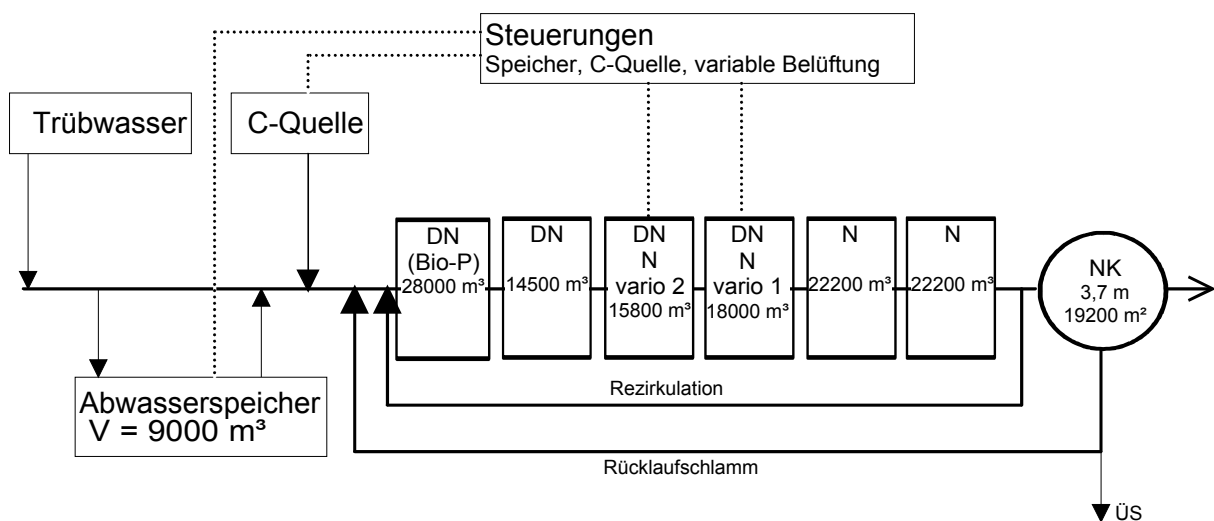


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Abbildung der späteren Großanlage im Modell

Wenn die dynamische Simulation zur Bemessung eingesetzt wird, so kommt der Auswahl von kritischen Lastfällen eine besondere Bedeutung zu. Da das Modell die Kläranlage so gut wie möglich real abbilden soll, sind hierin keinerlei Sicherheiten enthalten. Eine Simulation mit Ganglinien, die etwa zur Ermittlung des Schwankungsfaktors bei der statischen Bemessung nach HSG dienen, wird daher zu geringeren erforderlichen Behandlungsvolumina führen, die die besonderen Umstände des tatsächlichen Betriebes nicht abdecken. Zur Wahl von für diese Art der Bemessung kritischen Lastfällen besteht noch Untersuchungsbedarf. Z.Zt. befassen sich 2 Arbeitsgruppen, die ATV-Arbeitsgruppe 2.11.4 "Simulation von Kläranlagen" und eine Arbeitsgruppe des Umweltministeriums NRW, mit dieser Problematik. Sie wollen Empfehlungen erarbeiten und diese veröffentlichen.

Ein Beispiel für die Auswahl von kritischen Ganglinien zeigen die Abbildungen 4 und 5 für Buchenhofen.

In der Simulationsstudie wurden sowohl Trocken- als auch Regenwettersituationen mit einem festgelegten Betriebskonzept untersucht. Dabei stellte sich heraus, daß einige der festgelegten Lastfälle mit einem konventionellen Betriebskonzept beherrschbar sind, bei anderen die Überwachungswerte nur bei einem optimierten Betriebskonzept einhaltbar sind. Ungünstigen BSB/N-Verhältnissen konnte mit einer Substratzugabe, hohen Stickstoffzulaufkonzentrationen mit einer variablen Belüftung begegnet werden.

Die Simulation zeigte, daß selbst bei einer Belastung weit über der Bemessungslast (kritischer Lastfall 4) bei Einsatz aller verfügbaren Eingriffsmöglichkeiten wie Zulaufspeicher, Substratzugabe, variable Belüftung und geregelter Rezirkulation die Überwachungswerte annähernd eingehalten werden können. Mit Hilfe der Simulation konnte so gezeigt werden, welche Reserven in einer optimierten Betriebsführung enthalten sind.

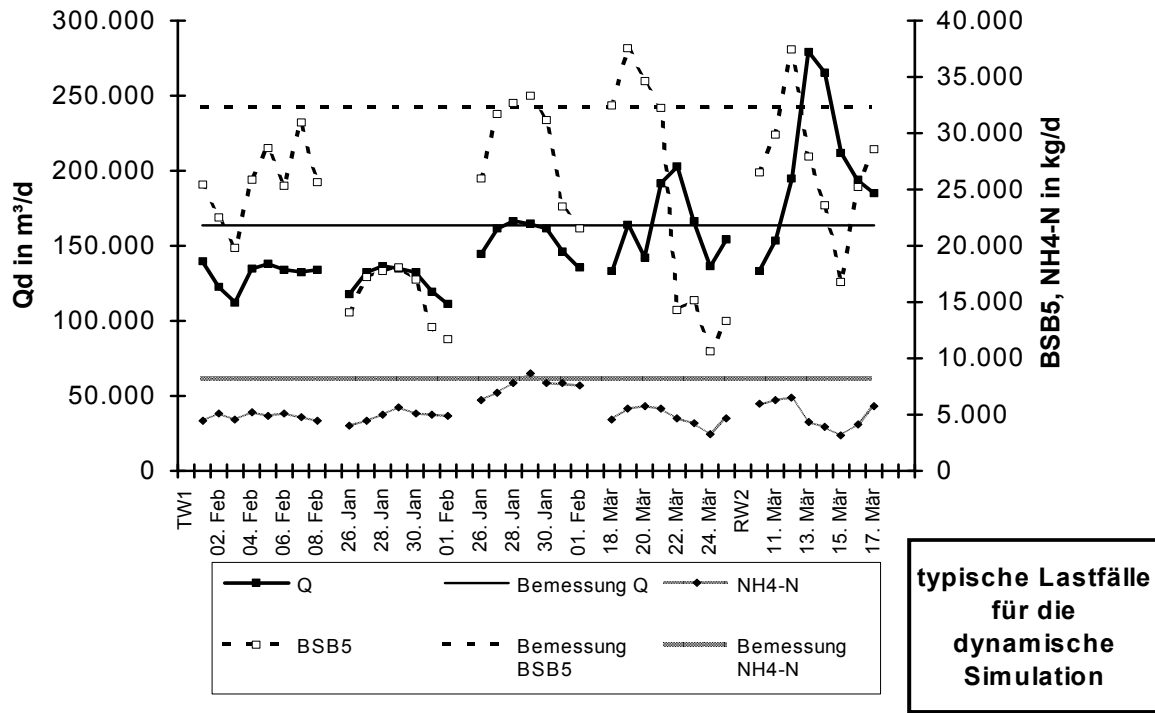


Abbildung 4: Trocken- und Regenwetterlastfälle für die Simulation der Kläranlage Buchenhofen

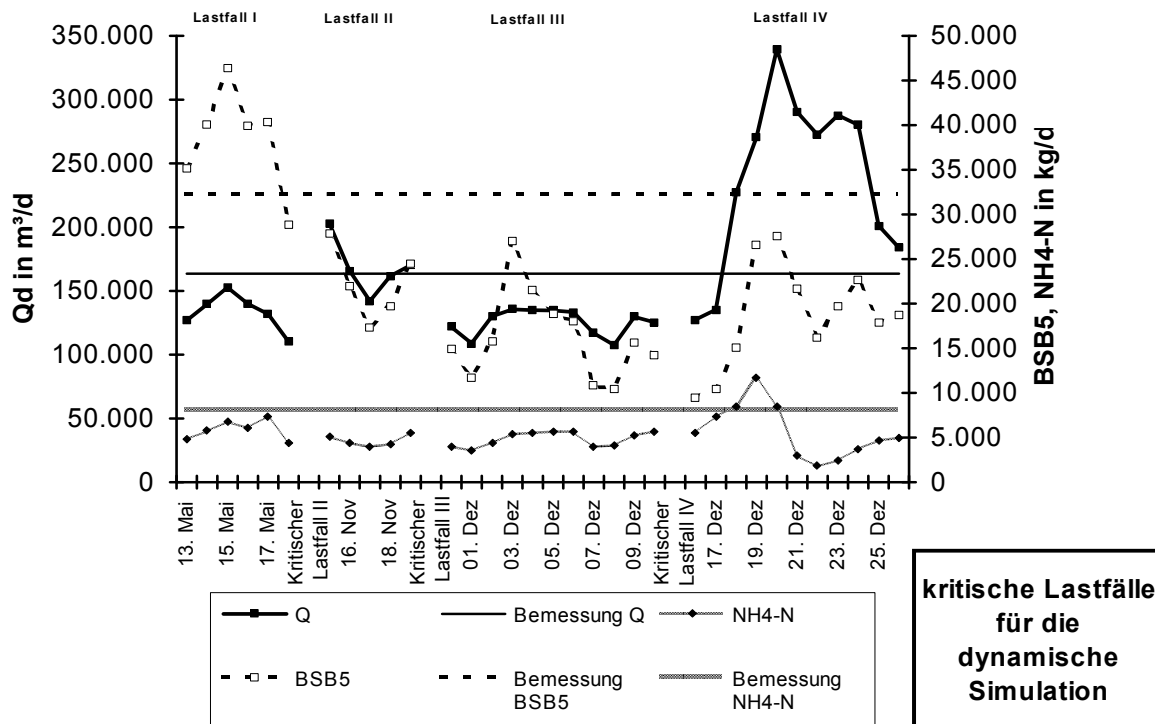


Abbildung 5: Kritische Lastfälle für die Simulation der Kläranlage Buchenhofen

3.1.5 Bemessungsgang für die Kläranlage Buchenhofen

Zur Bemessung der Kläranlage wurden alle im Rahmen der Voruntersuchungen gewonnen Erkenntnisse verwendet und miteinander verknüpft. Schematisch ist dies in Abbildung 6 dargestellt.

Durch dieses Vorgehen konnte die Kläranlage deutlich kleiner dimensioniert werden, als bei unkritischer Anwendung des Hochschulansatzes mit Standardwerten. Das Testen von Steuerstrategien und deren Überlagerung hat Möglichkeiten und Grenzen aufgezeigt. Es konnte nachgewiesen werden, daß für einen EW-Zuwachs keine zusätzlichen Beckenvolumina erstellt werden müssen, sondern ein evt. Zuwachs über die Zugabe externer C-Quellen und/oder eine Vorbehandlung des Prozeßwassers abgefangen werden kann.

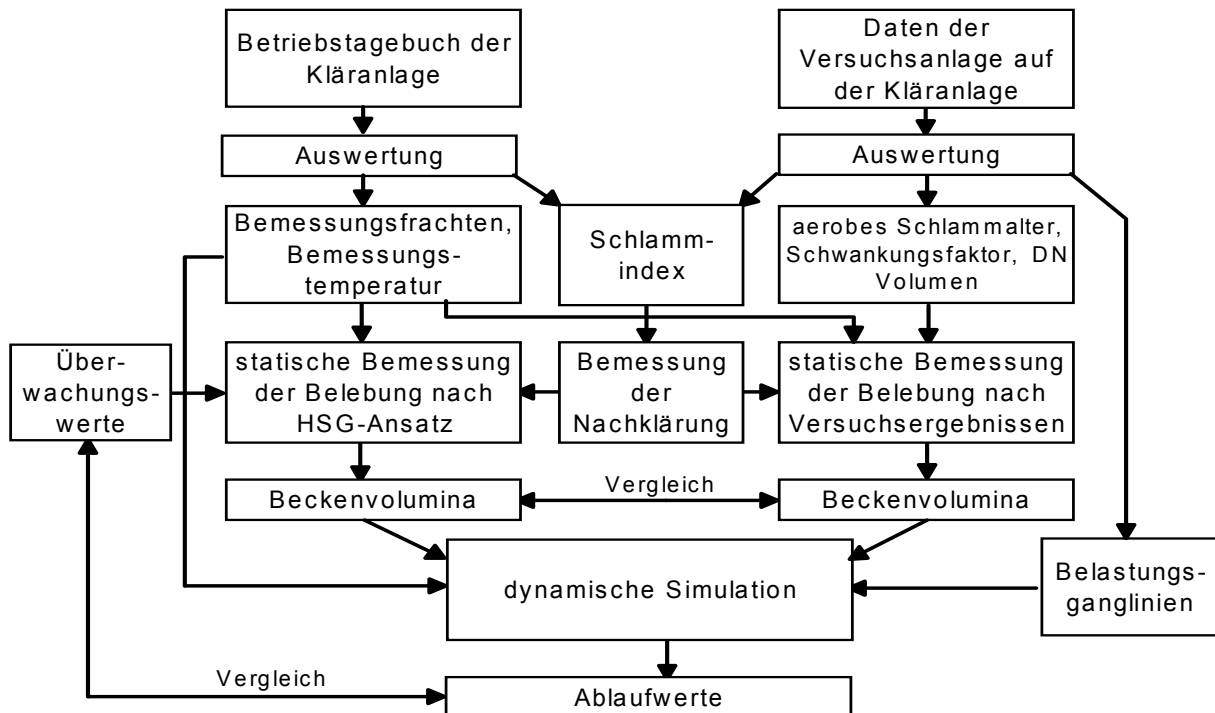


Abbildung 6: Schematische Darstellung des Bemessungsgangs

3.1.6 Kosten

Die Investitionskosten, die sich aus dem auf der Basis der geschilderten Untersuchungen aufgestellten Entwurf ergeben, liegen inklusive der Sanierungsarbeiten des Altbestandes bei 193 Mio. DM (Kostenstand 1995) oder bezogen auf den Einwohnerwert bei 276 DM/EW. Die jetzt zur Genehmigung stehende Lösung weist gegenüber einer konservativen Berechnung nach HSG

mit Standardwerten einen Investitionskostenvorteil von etwa 25 % oder 60 Mio. DM aus. Diesem stehen die Mehraufwendungen für die vorangegangenen Untersuchungen entgegen, die, wie Abbildung 7 zeigt, jedoch allein schon durch die ersparten Ingenieurhonorare aufgewogen werden.

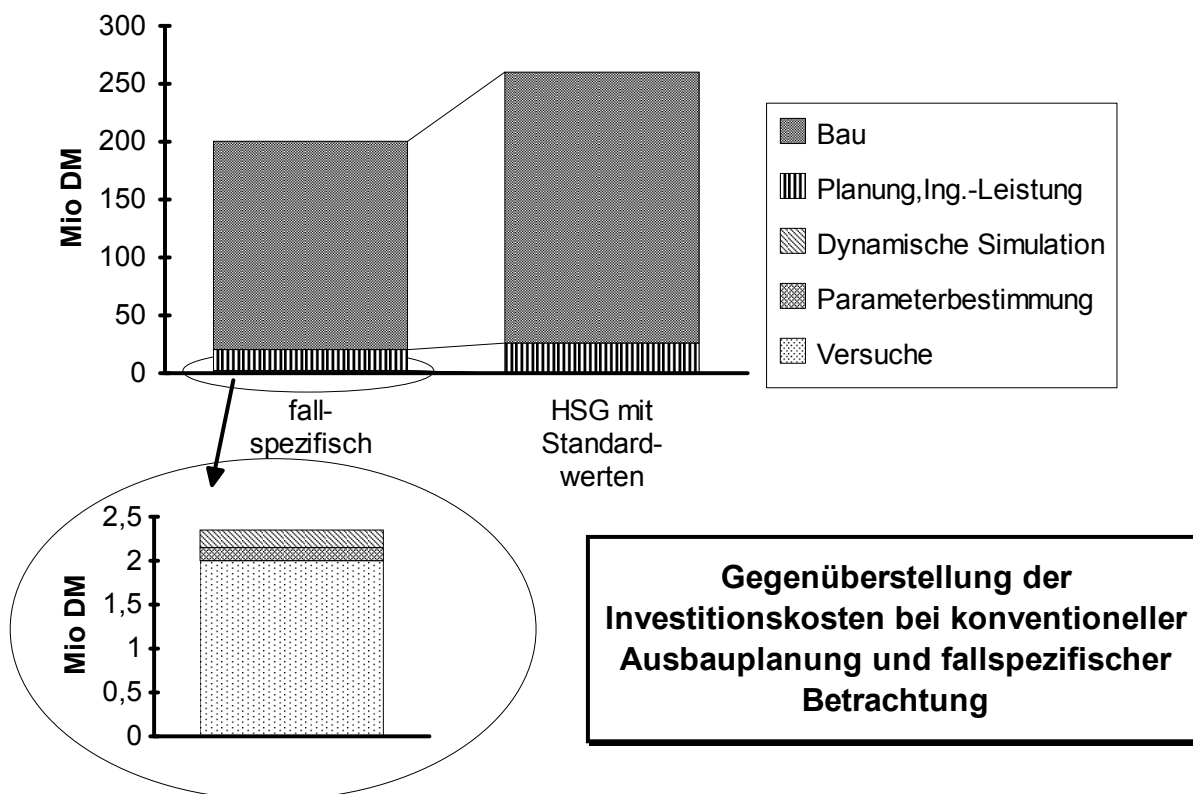


Abbildung 7: Gegenüberstellung der Kosten für eine konventionellen Ausbau des Klärwerks Buchenhofen mit denen nach fallspezifischen Untersuchungen

3.2 Unterstützung des Umbaus der Kläranlage Burg unter vollem Betrieb (120.000 EW)

3.2.1 Ausgangssituation

Die Kläranlage Burg liegt in Solingen und wird vom Wupperverband betrieben. Das gereinigte Abwasser wird in die Wupper unterhalb der Einleitung aus Buchenhofen eingeleitet.

Die Kläranlage Burg besteht in seinem jetzigen Ausbauzustand aus einer konventionellen Abwasserreinigung mit mechanischer Reinigung, Belebungsbecken, Nachklärbecken, die Schlammbehandlung aus Schlammfäulung und Entwässerung vor Ort und Verbrennung in Buchenhöfen. Das Abwasser ist industriell beeinflusst, vorwiegend durch kleine Betriebe der Metallverarbeitung. Betriebsstörungen durch unzulässige Einleitungen ins Kanalnetz sind an der Tagesordnung, die oft zu einer Beeinträchtigung der Biozönose des Belebungsbeckens führen.

Auch für die Kläranlage Burg wurden im Rahmen der Erarbeitung eines Bewirtschaftungsplanes für die Wupper ein Überwachungswert für den CSB von 40 mg/l, für den Ammoniumstickstoff von 5 mg/l und für den Phosphor von 0,4 mg/l gefordert.

Die Ende der 80er Jahre durchgeführte Ermittlung der Bemessungsgrunddaten enthielt noch sehr große Zuschläge für zukünftig Einwohner- und Industriezuwächse. Diese wurden 1993 in Frage gestellt und eine Planung mit aus heutiger Sicht realistischen Annahmen auf der Basis von aktuellen Zulaufmessungen zur Genehmigung eingereicht. Die Bemessung erfolgte nach dem Ansatz der Hochschulgruppe (Böhnke et al., 1986).

Da auf dem Standort der vorhandenen Anlage kaum Erweiterungsflächen vorhanden sind und ein alternativer Standort nicht gefunden werden konnte, muß die neue Anlage in doppelstöckiger Bauweise erstellt werden. Zudem müssen große Teile der vorhandenen Anlage überbaut werden. Die Schlammbehandlung kann erhalten bleiben. Abbildung 8 stellt die Lagepläne der Altanlage und den Entwurf der neuen Anlage gegenüber.

Der Entwurf, der eine 2-straßige verkleinerte Vorklärung und ein dreistraßiges Belebungsbecken mit vorgeschalteter Denitrifikation, die im Sommer zum Teil zur erhöhten biologischen P-Elimination genutzt werden kann (Abbildung 9), vorsieht, ist mittlerweile amtlich genehmigt. Die Bauarbeiten stehen kurz vor dem Beginn.

Erst zu einem relativ späteren Zeitpunkt, nämlich nach erteilter Genehmigung, wurde das Werkzeug dynamische Simulation eingesetzt.

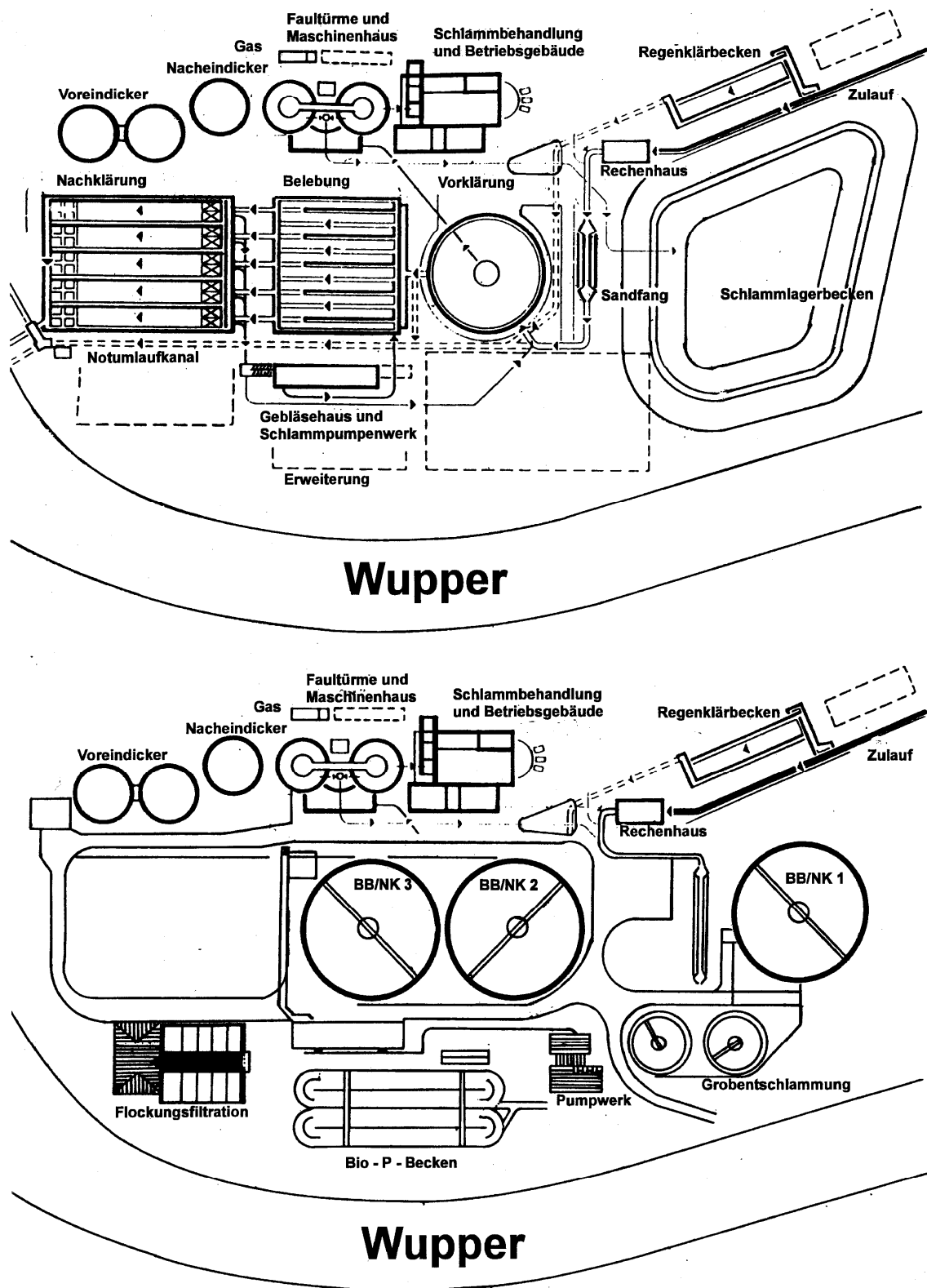


Abbildung 8: Lagepläne der Altanlage und des Entwurfs der neuen Kläranlage Burg

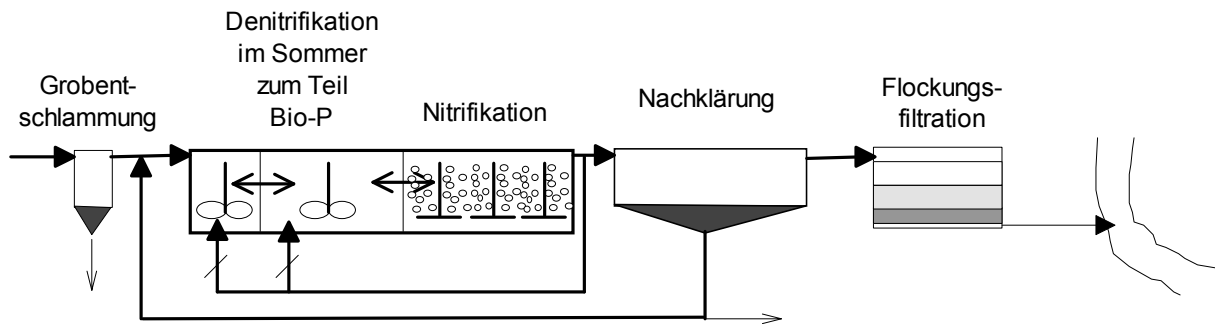


Abbildung 9: Verfahrensschema des Ausbautentwurfs der Kläranlage Burg

3.2.2 Zielsetzung beim Einsatz der dynamischen Simulation in Burg

Die Prozeßführung während der Umbauphase wird sich als kompliziert erweisen, da die Überwachungswerte auch während der Bauphase stets einzuhalten sind, obwohl große Teile der vorhandenen Anlage abgerissen werden müssen. Die Erstellung provisorischer Leitungen und Gerinne ist wegen des Platzmangels äußerst schwierig.

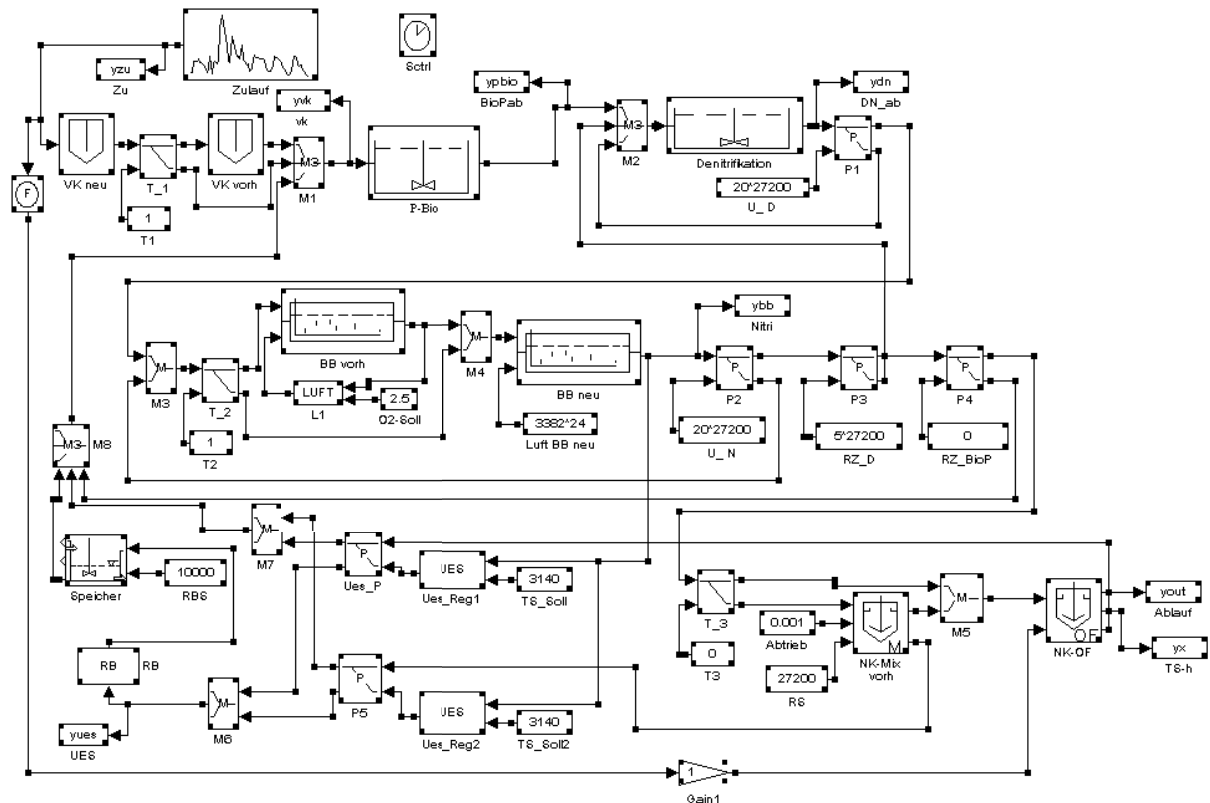


Abbildung 10: Beispiel für die Umsetzung der Verschachtelung von Teilen der Altanlage mit Teilen der neuen Kläranlage in einem Simulationsprogramm

Zur Unterstützung des Bauleiters und des Betriebsleiters wurden daher sowohl die alte Kläranlage als auch die jeweiligen Ausbaustufen des neuen Klärwerkes in Modellen abgebildet und können beliebig miteinander verknüpft werden. Abbildung 10 zeigt beispielhaft solch eine Verschachtelung der 1. Straße der neuen Anlage mit dem vorhandenen Belebungsbecken, der alten Nachklärung und der Nutzung des alten Vorklärung als zusätzliches Nachklärbecken.

Ein erster Grobvergleich des Modells für die Altanlage hat gezeigt, daß das Wachstum der Nitrifikanten in Burg nicht mit den üblichen Literaturwerten beschrieben werden kann. Daher werden jetzt genauere Messungen durchgeführt. Modellverbesserungen und -abgleiche mit Meßwerten sollen parallel zum Baufortschritt vorgenommen werden, so daß für den Einfahrbetrieb und den späteren regulären Betrieb ein gutes Modell zur Verfügung steht.

3.3 Unterstützung des Betriebes der Kläranlage Schwelm durch On-Line Simulation des Betrieb (48.000 EW)

3.3.1 Ausgangssituation

Die Kläranlage Schwelm des Wupperverbandes ist eine kommunale Kläranlage, die die deutschen Mindestanforderungen zu erfüllen hat. Sie hat ihren Betrieb als Belebungsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation und Simultanfällung 1991 aufgenommen. Die Überwachungswerte werden eingehalten, da die Anlage noch nicht vollständig ausgelastet ist. Bei niedrigen Abwassertemperaturen findet man ausgeprägte Ammoniumpeaks im Ablauf der Anlage.

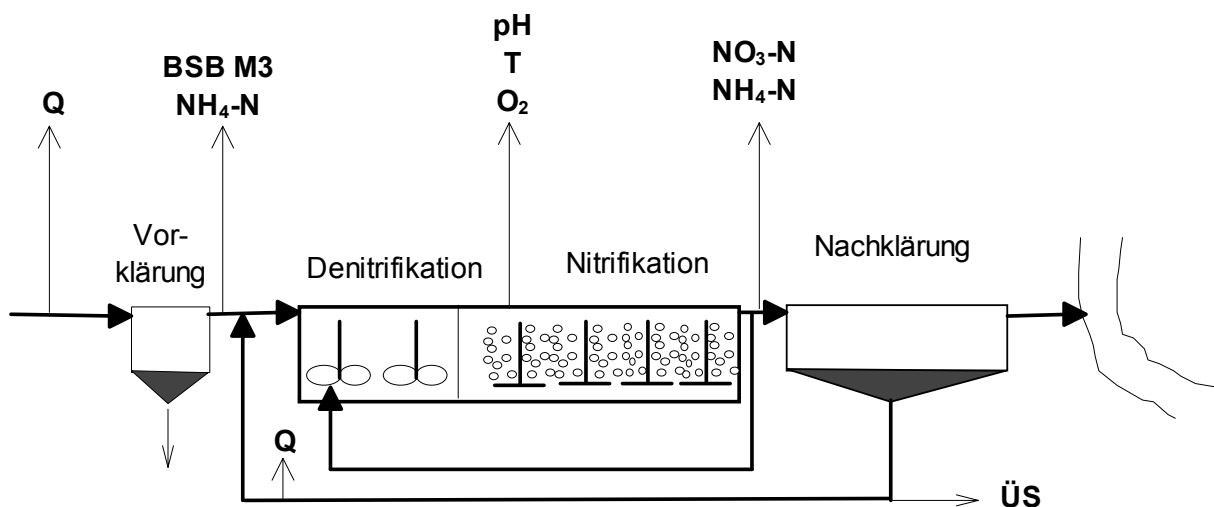


Abbildung 11: Verfahrensschema der Kläranlage Schwelm mit on-line-Meßstellen zur on-line-Simulation

Zur Überwachung der Anlage wurden seit Inbetriebnahme on-line-Analysatoren eingesetzt. Das Betriebspersonal ist erfahren im Umgang mit den Geräten, so daß den Meßergebnissen Vertrauen geschenkt werden kann.

Im November 1996 wurde, nachdem Schnittstellenprobleme mit dem Prozeßleitsystem der Kläranlage gelöst waren, ein System zu on-line und off-line Simulation installiert. Das Simulationssystem ist ein auf dem Betriebssystem DOS/windows for workgroups basierendes Softwaresystem. Dabei übernimmt Matlab/Simba die mathematischen Berechnungen, Programme in C++ und Matlab die Kommunikation und Excel-Anwendungen die Auswertefunktionen. Dateneingaben und Änderungen erfolgen in Access. Die Daten, die in die Simulation einfließen, werden vom Leitsystem über eine DDE-Kopplung übernommen und in einer Datenbank hinterlegt. Das Simulationssystem greift auf diese separate Datenbank zu, ist also vom Leitsystem abgekoppelt. Abbildung 12 stellt die Hardwarestruktur dar. Die Softwarestruktur gibt Abbildung 13 wieder.

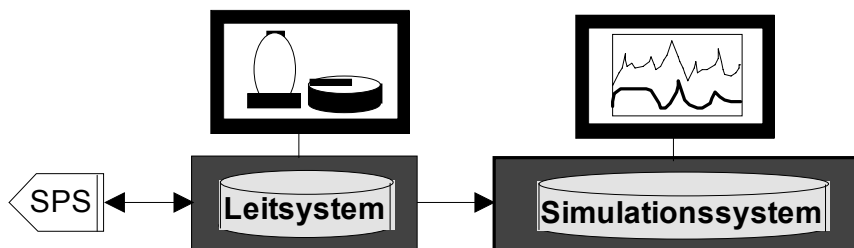


Abbildung 12: Hardwarestruktur der on-line-Simulation Schwelm

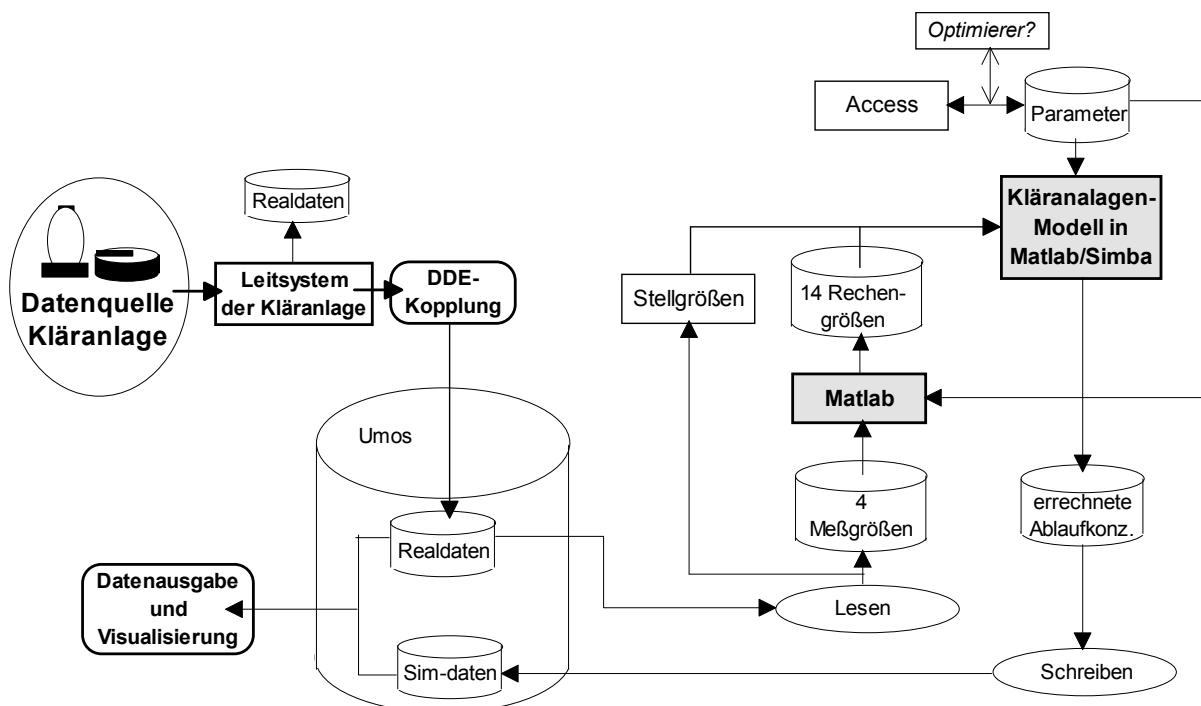


Abbildung 13: Softwarestruktur der on-line-Simulation Schwelm

3.3.2 Zielsetzung beim Einsatz der dynamischen Simulation in Schwelm

Die wesentlichen Ziele des Pilotprojektes on-line-Simulation sind:

- Gewinnen von Erfahrungen in großtechnischem Einsatz
- Testen der Stabilität der Simulation, wobei folgende Fragen im Vordergrund stehen:
 - muß das Modell verbessert werden?
 - müssen Parameter den sich ändernden Umweltbedingungen angepaßt werden?
 - wie kann die Güte einer Simulation beurteilt werden?
 - was muß gemessen werden?
 - kann eine Parameteranpassung mit Hilfe von Optimierern geschehen?
- Akzeptanz beim Betriebspersonal
 - für das Werkzeug dynamische Simulation
 - für die Benutzeroberfläche

4 Literatur

- ATV (1997): 1. Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.11.4 „Simulation von Kläranlagen“ Korrespondenz Abwasser (in Vorbereitung)
- Henze et al. (1986): Activated sludge model no. 1, Scientific and technical report no.1, IAWPRC (jetzt IAWQ)
- Londong J.(1994): Konsequenzen aus dem dynamischen Verhalten von Belebtschlammanlagen bei Mischwasserzuflüssen, Korrespondenz Abwasser H. 9,1994
- Rolfs, T. (1995): Dynamische Simulation zur Erweiterung der Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen, Gutachten im Auftrag des Wupperverbandes (unveröffentlicht)

Dr.-Ing. Jörg Londong

Wupperverband
Zur Schafbrücke 6
D-42283 Wuppertal

Tel: 0049 202 583239
Fax: 0049 202 583303

Modell und Wirklichkeit in der Abwasserreinigung

H. Kroiss

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft; TU-Wien

1 Einleitung

Sowohl bei der Planung als auch beim Betreiben von Abwasserreinigungsanlagen spielen Modellvorstellungen über die Vorgänge in den verschiedenen Reaktoren eine wichtige Rolle. Diese Modellvorstellungen haben zwei wesentliche Wurzeln, die Neugierde bezüglich des Verstehens der Vorgänge in der Natur und die gezielte Suche nach eindeutigen Gesetzmäßigkeiten, denen die Natur für unsere Zwecke unterworfen werden kann. Bei der biologischen Abwasserreinigung verwenden wir der Natur abgeschauten Prozesse um ein verträgliches Zusammenleben von Mensch und Umwelt zu erreichen.

Die Lösung einer Ingenieuraufgabe besteht darin, ein vorgegebenes Ziel unter optimalen Bedingungen zu erreichen. Diese Optimierungsaufgabe kann nur gelöst werden, wenn das Optimum definiert werden kann (z.B. durch Minimierung der Kosten bei gegebenem Reinigungserfolg oder Maximierung der Reinigungsleistung bei gegebenem Kapitaleinsatz). Darüber hinaus müssen die Zusammenhänge zwischen den Einflußgrößen und dem Erfolg der technischen Maßnahmen bekannt sein und auch quantitativ beschrieben werden können (Modelle). Solche Zusammenhänge können auf sehr einfachen empirischen Modellen der Zuordnung oder auf sehr detaillierten Ursache- Wirkungsbeziehungen beruhen. Für die Praxis der Anwendung muß immer ein Kompromiß zwischen der möglichst „richtigen“ Abbildung der Wirklichkeit, die immer sehr komplex und vernetzt ist, und der Einfachheit und Robustheit der Modelle gesucht werden. Einfachheit wird in der Regel durch eine deutliche Begrenzung ihrer Gültigkeit erkaufte. Für die Entwicklung besserer Verfahren und besserer Betriebsführung ist jedoch ein möglichst detailliertes Verständnis aller Einzelvorgänge und ihrer Zusammenhänge von großem Vorteil.

2 Wechselwirkung zwischen Fragestellung und Modellansatz

2.1 Allgemeines

Für den interessierten Laien und für manche Naturwissenschaftler wird sich die Frage stellen, warum das Wissen um biologische Reaktorkinetik aus der technischen Mikrobiologie (Fermenter-Technik) so lange Zeit so wenig Bedeutung für Planung und Betrieb von z.B. Belebungsanlagen gehabt hat. Rückblickend wird jedoch klar, daß die Fragestellung extrem divergiert.

Im Falle der technischen Mikrobiologie war und ist das Hauptziel die Produktion definierter Substanzen mit minimalen Kosten. Dies kann praktisch nur dann gelingen, wenn die Stoffströme sowohl qualitativ wie quantitativ weitestgehend kontrolliert und auch die Organismen speziell für diesen Zweck gezüchtet werden. Es sind optimale Bedingungen dann zu erwarten, wenn jede Störung dieses völlig modellhaften Systems vermieden wird. Insgesamt sind solche Produktionsanlagen weit entfernt von jedwedem natürlichen Ökosystem.

Bei der biologischen Abwasserreinigung ist das Ziel die Einhaltung möglichst geringer Restkonzentrationen von großteils nicht eindeutig definierbaren Stoffen im gereinigten Abwasser. Dabei sind die Möglichkeiten der quantitativen und qualitativen Beeinflussung der Stoffströme weitgehend „unbekannter“ Zusammensetzung äußerst begrenzt. Ein solches Ziel kann nur mit „undefinierbaren“ Mischpopulationen erreicht werden, die sich laufend an die sich ändernden Bedingungen (Menge, Zusammensetzung, Temp. pH Wert etc.) anpassen können. Diese Anpassung stellt eine dauernde Wechselwirkung zwischen Abwasserbelastung, der Artenvielfalt der Bakterien und der Vielzahl ihrer Stoffwechselwege dar, die vor allem unter Substratmangel auftreten.

Im Sinne der Naturwissenschaft müssen wir zugeben, daß keines der von Reinkulturen mit Reinsubstraten gewonnenen Naturgesetze bei der biologischen Abwasserreinigung als gesichert gültig angenommen werden kann, weil die Verifikation streng genommen nicht möglich ist. Wir arbeiten mit Analogieschlüssen, Hypothesen, empirischen Zusammenhängen aber nicht auf der Basis von gesicherten Ursache-Wirkungsbeziehungen. Alle jene Mikroorganismen aus der Umwelt die die Abwasserreinigung bewerkstelligen sind lernfähig, auf „Zusammenarbeit“ eingestellt und mit Gedächtnis ausgestattet, es ist also keine eindeutige Trennung von Ursache und Wirkung möglich. Es handelt sich um Le-

bensgemeinschaften mit unwahrscheinlich langer Entwicklungsgeschichte, die in den Genen gespeichert ist. Für solche Systeme kann es kein vollständiges deterministisches Modell geben. Im Vergleich zu vielen anderen Anwendungen abstrakter Modellvorstellung (Naturgesetze) für technische Anlagen muß man große Abstriche bei der Forderung machen, daß Ursache-Wirkungsbeziehungen in den Modellen exakt abgebildet werden.

Es ist nicht verwunderlich, daß sich je nach Problemstellung unterschiedliche Modelle entwickelt haben. Das bisher umfassendste erprobte mathematische Modell von Belebungsanlagen ist zweifellos das Activated Sludge Model Nr.1, das von einer Arbeitsgruppe der IAWQ entwickelt wurde. Dieses Modell spielt in den weiteren Beiträgen dieses Bandes eine zentrale Rolle. Es muß jedoch klar herausgestellt werden, daß seine Anwendung einen Datenbedarf verursacht, der häufig nicht befriedigt werden kann. So wird es in der Praxis immer notwendig und sinnvoll sein, auch andere, einfachere Modelle zu verwenden, die allerdings häufig die Wirklichkeit nur sehr begrenzt abbilden.

Aus der Vielzahl der Fragestellungen bei der biologischen Abwasserreinigung werden beispielhaft die folgenden herausgegriffen:

im Bereich der Planung

- Beurteilung der Richtigkeit von Datensätzen
- Bemessung von Belebungsanlagen
- Beurteilung der Leistungsfähigkeit von bestehenden Anlagen
- Gestaltung und konstruktive Ausbildung der Bauwerke
- Gestaltung der Eingriffsmöglichkeiten in die maschinellen Einrichtungen und die Stoffströme
- Festlegung des meß- und regeltechnischen Pflichtenheftes (inklusive der Festlegung von Art und Ort der Meßgeräte

für den Betrieb

- Beurteilung der aktuellen Betriebseinstellungen (Sauerstoffzufuhr, Überschußschlammentnahme etc.)
- Planung von Änderungen im Betrieb (Anpassung an neue Anforderungen oder an Änderungen der Belastung)
- Optimierung und Automatisierung des Betriebes
- Diagnose von Störeinflüssen (z.B. Nitrifikationshemmung, Blähschlammentwicklung etc.)

hinsichtlich des Verständnisses

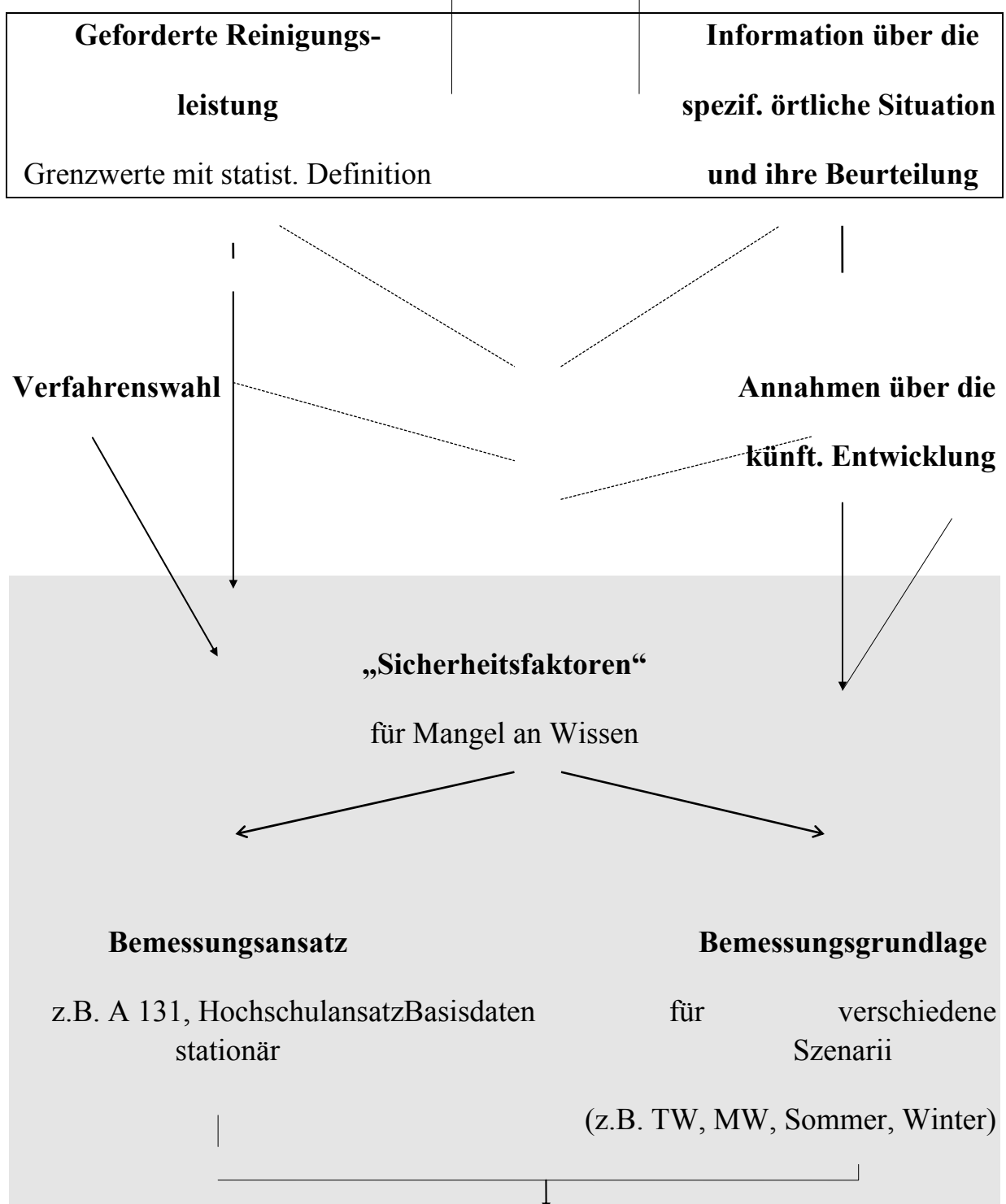
- Gründung des Wissens auf wenige Zusammenhänge mit möglichst allgemein erklärendem Charakter, auch wenn sie nicht immer quantifizierbar sind (Massenbilanz, Kinetik, Selektion etc.)
- Ermöglichen des Austausches von Wissen und Erfahrung über die biologische Abwasserreinigung
- Beurteilung und Einordnung von Erfahrung aus der Praxis
- Beurteilung der Aussagekraft von Daten für die Prozesse
- Entwicklung neuer Verfahrenstechniken

2.2 Modell und Wirklichkeit beim Planungsvorgang

Beim Planungsvorgang ist es notwendig, sowohl die Anforderungen an die Reinigungsleistung als auch die spezifische lokale Situation der zu planenden Kläranlage in Form von quantifizierbaren Parametern festzulegen. Danach muß versucht werden alle Modellvorstellungen so zu verknüpfen und Wissen und Erfahrung so einfließen zu lassen, daß letztlich eine Kläranlage entsteht, die langfristig das leitet, was man von ihr verlangt. Die Abbildung 1 versucht den Planungsvorgang verständlich zu machen, insbesondere die Rollen der Bemessungsverfahren und der dynamischen Simulationsmodelle.

In der Abb.1 wird davon ausgegangen, daß die geforderte Reinigungsleistung durch entsprechende Grenzwerte und die geforderte Sicherheit ihre Einhaltung zahlenmäßig festgelegt ist. Sie stellt eine der Grundlagen für die Planung dar.

Weiters gibt es eine spezifische örtliche Situation bei jedem Bauvorhaben, in deren Beurteilung immer auch subjektive Elemente einfließen. Dazu gehört auch die Entscheidung, wieviel Information für die Bemessung ermittelbar bzw. notwendig ist. Besonders große Unsicherheiten sind für den planenden Ingenieur bzw. den Bauherrn bei der Abschätzung der künftigen Entwicklung während der Lebensdauer der zu planenden Kläranlage (meist ≥ 25 Jahre) zu erwarten.



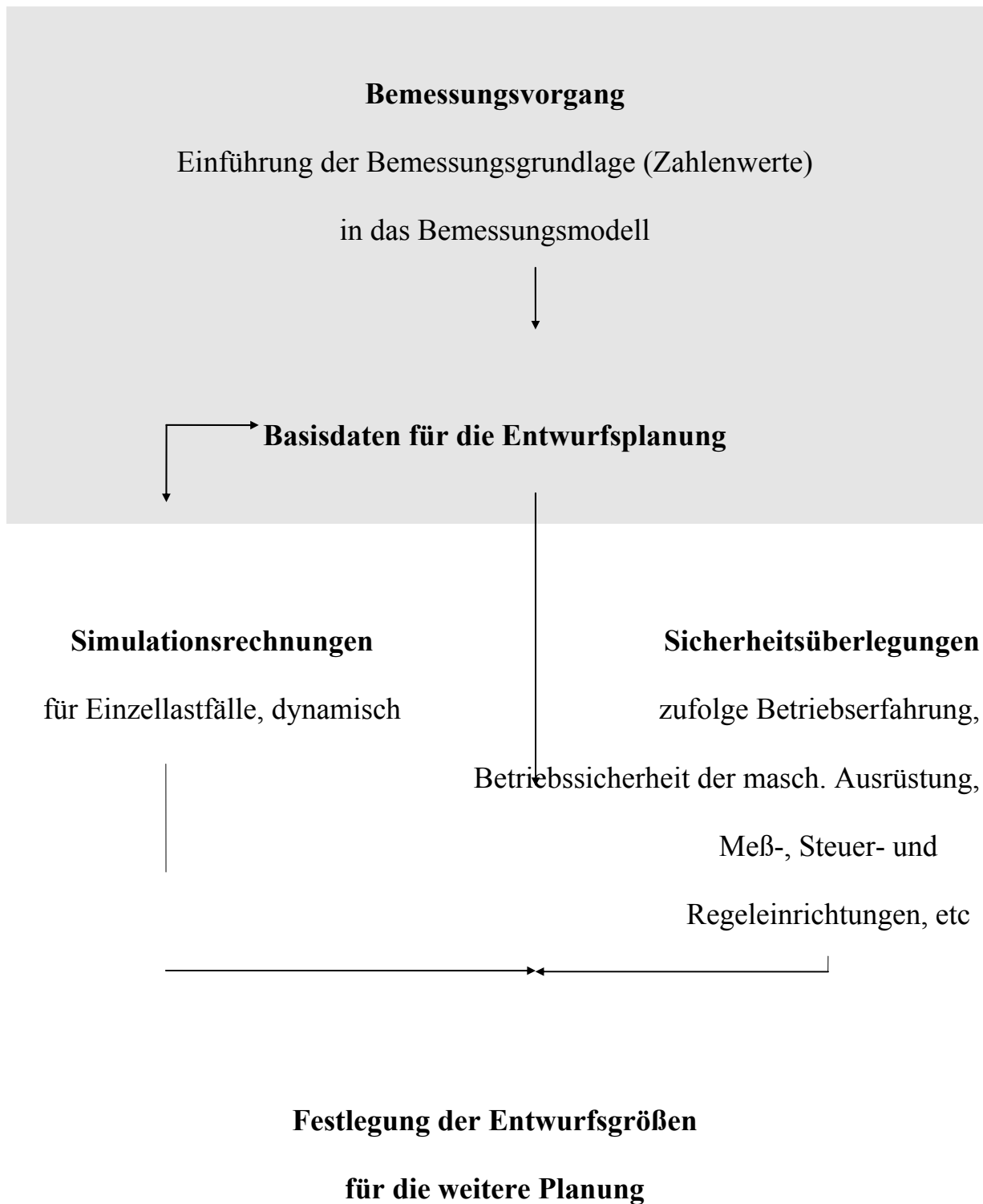


Abb.1: Der Bemessungsvorgang im Rahmen der Planungsphase

Die endgültige Verfahrenswahl ergibt sich häufig aus einem Variantenvergleich. Dabei kann das Problem auftreten, daß es für verschiedene Verfahren keine vergleichbaren Bemessungsansätze gibt. Die Anwendung eines bestimmten Bemessungsansatzes verlangt jeweils eine bestimmte Datenmenge, die als Bemessungsgrundlage bezeichnet wird. Diese Bemessungsgrundlage besteht in der Regel aus einem oder mehreren Datensätzen, die in enger Wechselbeziehung zum Bemessungsansatz stehen. Diese Bemessungsgrundlage wird immer von zwei Faktoren beeinflusst:

- meßbaren Größen (die mit Meßfehlern behaftet sein können)
- Annahmen (auf Grund von Erfahrung, Sicherheitsüberlegungen und Kosten-Nutzen Abschätzungen)

Wie schon ausgeführt, muß jeder Bemessungsansatz auf einem vereinfachten Modell der Wirklichkeit beruhen und ist daher prinzipiell ungenau und „unrichtig“. Deswegen sind sogenannte Sicherheitsfaktoren entweder impliziert im Bemessungsansatz enthalten oder müssen explizit eingeführt werden. Diese Sicherheitsfaktoren sind umso schwerer abzuschätzen, je geringer das Wissen um die Eingangsgrößen ist und je gröber das Modell die Wirklichkeit abbildet. Auch die Praxiserfahrung mit der Modellanwendung hat auf diese Sicherheitsfaktoren großen Einfluß. Dahinter verbergen sich immer auch Kosten-Nutzen-Überlegungen.

Die Haupteinsparungspotentiale bei der Planung der klärtechnisch relevanten Teile einer Kläranlage liegen im Bereich der Verfahrenswahl, der Entwurfsbearbeitung und der Detailausführung unter gleichzeitiger Berücksichtigung von Investitions- und Betriebskosten, und meist nicht bei der Bemessung. Der Fortschritt zu kostengünstigeren Lösungen bei gleichbleibenden Anforderungen an die Reinigungsleistung führt über bessere Vorerhebungen und bessere, also detailliertere, Veröffentlichungen über den Erfolg der ausgeführten Anlagen.

Die Vorerhebungen zur Schaffung gesicherter Daten für die Planung erfordern Zeit und Kosten, denen ein entsprechendes Einsparungspotential bei den Gesamtkosten oder zumindest eine Verminderung des Risikos entgegenstehen. Wie gezeigt werden konnte, sind vor allem bei großen Anlagen Pilotversuche anzuraten, weil das Kosten-Nutzen-Verhältnis günstig ist (KROISS, 1996).

Prinzipiell gibt es 2 unterschiedliche Ansätze bezüglich der Sicherheitsüberlegungen bzw. des Mangels an Wissen und Erfahrung. Ein Weg besteht darin, daß an Hand der Betriebserfahrung bestehender Anlagen und unter Nutzung des vorhandenen Wissens um die Zusammenhänge zwischen Belastung und Reinigungsleistung ein Bemessungsverfahren geschaffen wird, das in allen Teilergebnissen bereits „Sicherheitszuschläge“ enthält. Dazu gehört auch eine an das Berechnungsverfahren angepaßte Definition der Bemessungsgrundlage. Das Ergebnis eines solchen Berechnungsvorganges erfüllt weder die Forderungen der Massenbilanz noch wird die Kinetik richtig abgebildet, weil es sich meist um stationäre Modelle handelt (ATV A 131). Die „Sicherheiten“ sind nicht explizit angebar, weil sie in jedem Einzelfall auch sehr unterschiedlich sein können. Mit Hilfe der dynamischen Simulation ist es möglich, bei Vorgabe definierter Belastungszustände die verschiedenen „Sicherheiten“ gegenüber z.B. Ausschwemmen der Nitrifikanten, Durchbrechen von Ammoniumspitzen, Einfluß von Nitrifikationshemmern etc. darzustellen. Es gibt derzeit keine allgemein anerkannte Definition von „Sicherheit“, die auch eine zahlenmäßige Angabe ermöglichte. Darüber hinaus stellt die Simulationsrechnung ein hervorragendes Werkzeug für die Lösung von Problemen der Detailplanung dar. Ein sehr erfahrener Planer wird die Simulationsrechnung wahrscheinlich nur für besondere Belastungsfälle brauchen, wo seine Erfahrung nicht ausreicht und entsprechendes Datenmaterial zur Verfügung steht oder gestellt werden kann.

Ein zweites Konzept ist prinzipiell vorstellbar, aber noch nicht einmal im Ansatz verwirklicht. Es setzt die Erarbeitung einer Reihe von Belastungszuständen voraus, mit denen alle ungünstigsten Fälle mit gewisser Wahrscheinlichkeit des Auftretens abgebildet werden. Bei der Erweiterung oder Anpassung bestehender Anlagen an den Stand der Technik ist so etwas leichter vorstellbar als bei Neuplanungen. Für diese Szenarien wird mit Hilfe der dynamischen Simulation das minimale Schlammalter bestimmt, bei dem alle Anforderungen gerade noch eingehalten werden können. Danach werden explizite Sicherheitsfaktoren eingeführt, die die nicht quantifizierbaren Risiken berücksichtigen.

Das Arbeitsblatt A131 folgt dem ersten Konzept, die Sicherheitsfaktoren sind impliziert im Modell und in der Bemessungsgrundlage enthalten. Es ruht inhaltlich auf 2 Säulen:

- dem Stand des Wissens über die Massenbilanzen und die kinetischen Verhältnisse beim einstufigen Belebungsverfahren und
- dem reichen Erfahrungsschatz von vielen Großanlagen im praktischen Betrieb

Im ATV-Arbeitsblatt A131 ist unter Punkt 4 „Bemessung“ der Satz zu finden: „Für die Bemessung von Kläranlagen können individuelle Bemessungswerte auch aus Versuchen vor Ort abgeleitet werden. Die zugehörigen Versuchsanlagen sind hierzu mindestens ein $\frac{3}{4}$ Jahr bei praxisnahen Betriebsverhältnissen zu betreiben“. Nur über diesen Weg können auch die Parameter für die Simulationsrechnung bestimmt werden, die man braucht, um auch quantitativ richtige Rechenergebnisse zu erhalten. Darüber hinaus lieferten Pilotversuche oft erst jene Detailinformation über die spezifische örtliche Situation, die eine „angepaßte“ Bemessung ermöglichen.

Eine besondere Problematik liegt zweifellos bei den Nachklärbecken vor, wo durch Pilotversuche kaum eine Übertragbarkeit der Funktion auf eine Großanlage möglich ist. Selbst die Schlammabsetz- und Eindickeigenschaften können von Pilotversuchen nur beschränkt als Bemessungsgrößen übernommen werden. Die math. Modellierung von Nachklärbecken hat auch noch nicht die allgemeine Akzeptanz erreicht, wie z.B. jene für die Belebungsbecken. Die Nachrechnung bestehender Nachklärbecken mit dem Arbeitsblatt A131 zeigt bei hohen Schlammindezes häufig schon massive Überlastung an, obwohl die Funktion noch einwandfrei ist. Solche Phänomene treten z.B. auf, wenn die hydraulische Belastung gering und das Schlammvolumen groß ist. Die Bemessung der Nachklärbecken ist jedenfalls für die Prozeßstabilität des Belebungsverfahrens genauso relevant wie die des Belebungsbeckens. Die Frage der „Sicherheit“ einer Nachklärbeckenbemessung ist zudem noch weniger definiert als jene der Belebungsbecken. Die Festlegung des Schlammindezes für die Bemessung hat sehr großen Einfluß auf die erforderlichen Volumina, und gerade diese Festlegung enthält große „Unsicherheiten“, da es noch keinen gesicherten Zusammenhang zwischen Abwasserzusammensetzung, Verfahrenswahl, Betrieb und dem Schlammindezes gibt.

Der grundsätzliche Widerspruch zwischen der stochastischen Natur der Belastung und einem deterministischen Modell eines Abwasserreinigungsverfahrens läßt sich logisch nicht auflösen. So gesehen stellt jedes Bemessungsmodell einen Kompromiß dar, der auch den Anwendungsbereich begrenzt (z.B. nur kommu-

nale Kläranlagen in Mitteleuropa). Damit unterscheidet es sich prinzipiell von einem Simulationsmodell (z.B. Activated Sludge Model Nr.1), das diesen Widerspruch nicht zu lösen im Stande ist. Dafür ist es aber universeller anwendbar, wenn die Ermittlung aller benötigten Parameter gelingt.

3 Wechselwirkung zwischen Daten (Meßwerten) und Modellen

Um die Wirklichkeit in einem Modell quantitativ abzubilden sind Meßwerte notwendig. Die Art und Aussagekraft der Meßparameter steht in starker Wechselwirkung mit den Möglichkeiten der Modellbildung.

Seit der Erfindung des Belebungsverfahrens waren die dazugehörigen Modelle eng mit dem BSB_5 als Maß für die organische Verunreinigung des Abwassers verbunden. Es mag sein, daß dieser „biologische“ Parameter den Siegeszug der biologischen Reinigungsverfahren begünstigt hat. Bezüglich der Modellbildung könnte man beim BSB_5 rückblickend von einer unglücklichen Erfindung sprechen. Erstens war er ein vergleichsweise ungenauer Parameter. Eine diesbezügliche Verbesserung wurde durch die Zugabe von ATH bei der BSB -Bestimmung erreicht, womit der Meßwert als repräsentativ für abbaubare Kohlenstoffverbindungen definiert werden konnte, und nicht mehr - dem Zufall überlassen - ein Teil des Sauerstoffbedarfes für die Nitrifikation miterfaßt wurde.

Bis heute wird meist ignoriert, daß streng genommen der BSB_5 des Zulaufes und des Ablaufes einer Kläranlage weder quantitativ noch qualitativ verknüpft werden dürfen, also eine 90 %ige BSB_5 -Reduktion (von z.B. 200 auf 20 mg/l) weder für die Leistungsfähigkeit der Kläranlage noch für die Belastung der Vorfluter eine „exakte“ Aussage darstellt. Das ist solange kein Problem, als auf diesem falschen „Modell“ keine „wissenschaftlichen“ Zusammenhänge konstruiert werden. Schmutzfrachtmodelle für Gewässer, bei denen BSB -Frachten aus Regenüberläufen und Kläranlagen einfach zusammengezählt werden, sind falsch, was zumindest bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden muß. Gefährlich ist auch eine Überschätzen der Aussagekraft des BSB_5 für die Beurteilung der biologischen Abbaubarkeit der Abwasserinhaltsstoffe. So signalisiert z.B. ein sehr niedriges CSB/BSB_5 -Verhältnis sicher eine gute biologische Abbaubarkeit der Abwasserinhaltsstoffe, der Umkehrschluß ist jedoch häufig nicht gesichert, insbesondere bei Anlagen mit hohem Schlammalter.

Mit dem BSB_5 ist es prinzipiell nicht möglich, Massenbilanzen zu erstellen. Letztere sind eine große Hilfe für die Modellbildung und für die Überprüfung der Richtigkeit von Meßergebnissen. Erst mit der Einführung des CSB als Maß für die org. Verunreinigung mit Kohlenstoffverbindungen konnte dieser Vorteil genutzt werden.

Von der Beobachtung der natürlichen Selbstreinigung in Fließgewässern hat man den Begriff „Abbau“ mit einer Abnahme der Konzentration über der Zeit (Fließstrecke) verbunden. So entstand der Parameter BSB_5 . Auch das Belebungsverfahren wurde im Rahmen von sogenannten Standversuchen (Batchtest) „entdeckt“, bei dem Abwasser belüftet wurde. Dabei konnte man feststellen, wie die Verschmutzung mit zunehmender Belüftungszeit verschwindet. Es hat sich daraus die Modellvorstellung entwickelt, daß die Bakterien für den Abbau eine gewisse „Verweilzeit“ des Abwassers im Belebungsbecken brauchen. Je höher die Zulaufkonzentration des Abwassers desto größer müßten demnach die Belebungsbecken werden. Diese Modellvorstellung ist für Belebungsanlagen prinzipiell „falsch“, dafür aber anschaulich.

Auf Grund der geringen Sensitivität des BSB_5 im Ablauf der Kläranlagen, des großen Einflusses der Nachklärbecken auf den Feststoffgehalt und der sehr ähnlichen klimatischen Bedingungen in den Industrienationen, die Gewässerschutz durch Abwasserreinigung bereits seit langer Zeit betreiben, wurde die längste Zeit der große Einfluß der Temperatur auf die biologischen Prozesse nicht als relevant für die Bemessung der Reaktorvolumina erachtet. Erst seit der Beschäftigung mit der Nitrifikation bei niedrigen Temperaturen wurde die Temperatur als maßgebender Parameter in die Modelle eingeführt. Ebenfalls mit der Forderung nach gesicherter Nitrifikation hat sich zumindest im wissenschaftlichen Bereich die Vorstellung des Fließgleichgewichtes gegenüber jener des Abbaues in der Zeit durchgesetzt. Daß nun Temperatur und Schlammalter maßgebend für die Bemessung sind, ist zwar anerkannt aber zugegebenermaßen viel unanschaulicher als die hydraulische Verweilzeit oder die Raumbelastung. Für den Ingenieur ist mit dem Schlammalter auch der einfache Bezug zwischen Abwassermenge oder Schmutzfracht und dem Volumen des Belebungsbeckens verloren gegangen. Das Problem hat sich zur richtigen Abschätzung des Schlammanfalles hin verschoben. Für grobe Abschätzungen oder bei sehr mangelhafter Datenbasis kann dennoch bei entsprechender Erfahrung und ausreichendem Wissen um

die Grenzen (Falschheit) der Modellvorstellung eine Bemessung nach der hydraulischen Aufenthaltszeit durchaus zu brauchbaren Ergebnissen führen.

Es muß jedoch festgestellt werden, daß trotz des BSB_5 als Maß für die organische Verunreinigung, trotz der geringen Beachtung der Temperatur und trotz fehlender Massenbilanzen, das Belebungsverfahren eine epochale Entwicklung und Entfaltung erfahren hat, die es weltweit zum erfolgreichsten Instrument des Gewässerschutzes gemacht hat, bevor die Wissenschaft die dynamische Simulation erarbeitet hat.

Die Modellvorstellungen für Schlammanfall und Sauerstoffverbrauch gingen lange Zeit davon aus, daß es einen getrennten Bau- und Betriebsstoffwechsel der Bakterien gibt. Eine Folge davon ist die Vorstellung von einem „endogenen“ Sauerstoffverbrauch der Bakterien, der dem Erhaltungsstoffwechsel bei fehlender Substratzufuhr entspricht. Er hat sich empirisch aus der Zuordnung der Meßergebnisse für den Sauerstoffverbrauch des Belebtschlammes zur BSB_5 - Belastung ergeben. Er kann als abhängig von der Temperatur und der Konzentration an aktiver Biomasse dargestellt werden. Die „endogene“ Atmung ist nicht durch Messung bestimmbar, weil zumindest bisher eine Trennung der Substratzufuhr durch Hydrolyse von Feststoffen (Substratatmung) und Erhaltungsstoffwechsel (endogene Atmung) nicht möglich ist. Kaum ein Begriff hat in der Literatur so viel nicht überprüfbare Spekulation ausgelöst wie jener der „endogenen Atmung“.

Solange man den Bereich z.B. des häuslichen Abwassers nicht verläßt und auch in der Verfahrensweise keine große Varianz zuläßt, liefert die Modellvorstellung mit Trennung von Substrat- und „endogener“ Atmung gut brauchbare Ergebnisse für Bemessungszwecke. Sie ist wenig brauchbar zur exakten Beschreibung der Tagesganglinie des Sauerstoffverbrauchs für den Abbau der Kohlenstoffverbindungen bei schwankender Belastung und Abwasserzusammensetzung. Wegen der Speicherfähigkeit der Bakterien für organische Kohlenstoffverbindungen muß auch das ASM 1 diesbezüglich mit Vorsicht beurteilt werden.

Die Modellbildung zur Beschreibung des Abbaues der Kohlenstoffverbindungen mit universellem Charakter wurde erst mit Hilfe des Parameters CSB möglich, der eine Bilanzierung erlaubt. Bei der Vielfalt der Möglichkeiten falsche Meßwerte zu generieren ist es sehr befreiend, eine Überprüfungsmöglichkeit für die „Richtigkeit“ von Datensätzen in die Hand zu bekommen. Unter anderem ergibt

sich aus der CSB-Bilanz auch, daß es nicht möglich sein kann, bei gleicher Reinigungsleistung den Sauerstoffbedarf und den Schlammanfall zugleich zu vermindern.

Auch bei der Bestimmung des CSB können viele Fehler gemacht werden, aber man kann wenigstens quantitativ CSB Zu- und Ablaufwerte miteinander verknüpfen, solange man nur die Vorgänge in der Kläranlage betrachtet. Bezüglich des Gewässers darf, so wie beim BSB₅, selbstverständlich CSB von Rohabwasser nicht zu CSB aus (nitrifizierenden) Kläranlagen addiert werden, um Gesamtbelastungen zu errechnen. Leider eignet sich der CSB für die Gewässerbeschreibung nicht, weil die Meßmethode zu ungenau ist. Der dort am besten brauchbare Parameter DOC (gelöster organischer Kohlenstoff) wiederum ist für die Beschreibung der Kläranlagenprozesse unbrauchbar, weil nicht bilanzierbar.

Auch wenn der CSB ein bilanzierbarer Parameter ist, bleibt der Umstand bestehen, daß damit keine Aussage über Art und Anzahl der Abwasserinhaltsstoffe verbunden ist. Jede Modellbildung über die Kinetik des Abbaues der Kohlenstoffverbindungen bleibt daher für alle Zeit eine grobe Vereinfachung mit vielen Annahmen und Analogieschlüssen. Wegen des unterschiedlichen Verhaltens der organischen Abwasserinhaltsstoffe ist es für die dynamische Simulation notwendig, die CSB-Fracht in mehrere Teilfraktionen aufzuspalten. Der Fortschritt im Verständnis der Schlammproduktion und des Sauerstoffverbrauches durch die Kohlenstoffverbindungen ist mühsam und langsam.

Seit die Nitrifikation der für die Bemessung der Kläranlagen maßgebende Abbauschritt ist, hat die Modellierung der Ablauf CSB-Konzentration (Reinigungsleistung) keine tiefere Bedeutung. CSB-Ablaufkonzentrationen dürfen weder global als Teil der Zulaufverschmutzung interpretiert werden, noch existiert ein gesicherter Wirkungszusammenhang mit höheren Schlammaltern. Bei kommunalem Abwasser hat heute der Fremdwasseranteil den größten Einfluß auf die CSB-Ablaufkonzentration. Jedenfalls sind einfache statistische Zuordnungen zwischen Schlammalter (Schlammbelastung) und CSB-Ablaufkonzentrationen nur bei vergleichbaren Zulaufkonzentrationen, ähnlichen Abwasserzusammensetzungen und Temperaturen wissenschaftlich vertretbar. Ansonsten besteht die Gefahr, daß solche scheinbar „allgemeinen“ Zusammenhänge dazu verwendet werden, bei einer angestrebten niedrigen CSB-Ablaufkonzentration (Immissionsfall) das erforderliche Schlammalter zu bestimmen, was unzulässig ist. Der einzige Weg führt hier über Labor- oder besser Pilotversuche.

Bei den Stickstoffverbindungen ist auch erst mit der Einführung von TKN und GesN eine Bilanzierungsmöglichkeit gegeben. Und es hat wiederum lange gedauert, bis man erkannt hat, daß eine Bilanzierung speziell beim Stickstoff über den gesamten Kläranlagenprozeß inklusive Schlammbehandlung und -entsorgung erfolgen muß und nicht nur über die Belebungsanlage alleine. Wenn die Rückläufe aus der Schlammbehandlung nicht beachtet werden, kann man sowohl beim Sauerstoffverbrauch wie bei der Berechnung der Stickstoffentfernung grobe Fehler machen. Auch hinsichtlich der Schwankung der Stickstoffbelastung, die auch für die Bemessung der Belebungsbeckenvolumina von Bedeutung ist, spielen die Rückläufe aus der Schlammbehandlung eine wichtige Rolle. Je größer der Anteil der Stickstofffracht ist, der über die Schlammentsorgung oder getrennte N-Entfernung aus den Rückläufen entfernt wird, desto größer werden die maßgebenden Schwankungen der N-Belastung.

Bei der Nitrifikation hat erst die richtige Verknüpfung von Massenbilanz und Kinetik zu einem ausreichenden Verständnis der damit verbundenen Probleme geführt. Es scheint derzeit der einzige Prozeß bei der biologischen Abwasserreinigung zu sein, bei dem Modelle auch quantitativ Ursache Wirkungszusammenhänge beschreiben können. Im Detail gibt es auch hier noch eine Reihe von ungelösten Problemen, aber wir haben es wenigstens mit nur wenigen Substraten und wenigen Bakterienarten zu tun. Mit den klassischen Modellparametern wie Raumbelastung oder Schlammbelastung kann man nicht verständlich machen, daß die Größe des Nitrifikationsvolumens nicht von der Stickstofffracht abhängig ist, auch nicht, wie sich Temperaturänderungen oder Schwankungen der Belastung auswirken. Bei der Nitrifikation kann man auch zeigen, daß der stationäre Bemessungsansatz (ATV A131), bei dem keine Trennung von Wachstums- und Sterberate erforderlich ist, für kritische Belastungsschwankungen kein ausreichendes Verständnis erlaubt (NOWAK 1997).

4 Zusammenfassung

Modelle sind immer das Ergebnis eines Kompromisses zwischen zwei Zielrichtungen:

- Einfache Modelle der Wirklichkeit mit wenigen, leicht bestimmbareren Parametern aber stark begrenzter Anwendbarkeit. Damit ergibt sich der Zwang zur Parameteranpassung oder Modelländerung wenn man vom „Standard“ der Fragestellung oder des Anwendungsfalles abweicht.
- Komplexe Modelle, mit möglichst universeller Gültigkeit. Wegen der vielen Parameter und erfaßten Zusammenhänge (simultanen Differentialgleichungen) geht häufig die Eindeutigkeit und damit die Verifizierbarkeit der Modelle verloren.

Für viele Anwendungsfälle in der Praxis sind einfache Modelle vorteilhaft, für das Verständnis kann mit den komplexen Modellen mehr erreicht werden. Um eine bessere quantitative Beschreibung der Wirklichkeit durch die dynamische Simulation zu erreichen, müssen umfangreiche Versuche zur Kalibrierung und Verifizierung des mathematischen Modelles unternommen werden, die viel Erfahrung und eine sorgfältige Datenauswertung erfordern. Eine unkritische Anwendung dieser Modellrechnung täuscht sehr leicht eine Qualität der Rechenergebnisse vor, die nicht vorhanden ist. Deutlich geringer kann der Aufwand für die Anwendung der Simulationsmodelle gehalten werden, wenn es nur um qualitative Untersuchungen verschiedener Belastungsfälle und Beckenkonfigurationen geht.

Die Anwendung der dynamischen Simulation für die Beurteilung des aktuellen Betriebszustandes von Kläranlagen steht und fällt mit der Qualität der Daten, die für die Modellrechnung zur Verfügung stehen und wie gut die Kalibrierung des Modells für den jeweiligen Anwendungsfall gelingt. Je komplizierter das Anlagenkonzept selbst ist, desto größer erscheint der potentielle Gewinn durch den Einsatz von Simulationmodellen für die Optimierung des Betriebes. Eine Online-Simulation des Betriebes ist mit den derzeitigen Modellen bestenfalls näherungsweise möglich, weil z.B. weder die kontinuierliche Messung der CSB-Fractionen noch eine solche für TKN existieren.

Die Anwendung auch sehr aufwendiger mathematischer Modelle in PCs wird immer einfacher werden, damit steigt die Gefahr, daß sie ohne entsprechendes Wissen um die Grenzen ihrer Aussagekraft und Anwendbarkeit benützt werden. Gleichzeitig ergeben sich für den Experten vielfältige Möglichkeiten zur Simulation von neuen Verfahrensweisen und verschiedensten Belastungszuständen bevor diese im einzelnen in praxisnahen Versuchen ausgetestet werden müssen. So werden die Möglichkeiten der mathematischen Simulation auch Rückwirkungen auf die Versuchsprogramme für Labor- und Pilotanlagen haben.

o.Prof. Dipl.Ing. Dr. Helmut Kroiß

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/226

Tel.: +43/1/58801 - 3148
Fax: +43/1/504 21 57
E-Mail:

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Eine von den Wasserbauinstituten an der Technischen Universität Wien, den Instituten für Wasserwirtschaft der Universität für Bodenkultur und dem Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr		Preis öS
81	Biologische Abwasserreinigung (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien	450,--
82	Klärschlamm Entsorgung (1989) 24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989	450,--
83	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990) 2. Symposium	250,--
84	Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	400,--
85	Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W. (1989) Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I	250,--
86	Summer W. (1989) Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik	350,--
87	Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990) 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	Revitalisierung von Fließgewässern (1990) Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	460,--
89	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1990) Teil 9	vergriffen

90	Schmid B.H. (1990) A Study on Kinematic Cascades	250,--
91	Blöschl G. (1990) Snowmelt Simulation in rugged Terrain - The Gap between Point and Catchment Scale approaches	250,--
92	Blaschke A.P. (1990) Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle	250,--
93	Fürst J. (1990) Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme	250,--
94	Frischherz H., Benes E., Hager F., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W. (1990) Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall Projekt-Abschnitt 1990	250,--
95	Svardal K. (1991) Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter	300,--
96	EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	400,--
97	Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	350,--
98	Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991) 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	500,--
99	Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	300,--
100	Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992) ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	400,--
101	Pelikan B. (1992) Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern	250,--

102	Behr O. (1992) Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt	i.V
103	Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992) 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	500,--
104	Virus Contamination of the Environment (1992) Methods and Control	i.V
105	Fließgewässer und ihre Ökologie (1993) ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	300,--
106	Mader H. (1992) Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche	300,--
107	Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992) (Vorträge anlässlich der UTEC 1992)	400,--
108	Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992) (Vorträge anlässlich der UTEC 1992)	400,--
109	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (10). (1994) Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V
110	Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993) ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien	500,--
111	Wasserreserven in Österreich - Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993) 28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993	vergriffen
112	Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control	250,--
113	Wasserkraft O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anlässlich seiner Emeritierung gewidmet	vergriffen
114	Klärwärter-Grundkurs (1994) (2. Auflage 1994)	450,--
115	Urban W. (1994) Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim Sulfatverfahren	300,--

116	Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen für den Gewässerschutz (1994) ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien	350,--
117	Abwasserreinigungskonzepte - Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995) ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien	350,--
118	3 Jahre WRG-Novelle (1994) 29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994	270,--
119	Landeskulturelle Wasserwirtschaft - Festschrift anlässlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg	250,--
120	Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven	450,--
121	Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996) ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien	400,--
122	Kupfersberger H. (1994) Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer	250,--
123	Holzmann, H. Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes	300,--
124	Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte ÖWAV-Seminar, BOKU Wien	300,--
125	Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien	450,--
126	Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995) 30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995	400,--
127	Alte und neue Summenparameter (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien	400,--
128	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle ÖWAV-Symposium	i.V

129	Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996) ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien ISBN 3-85234-020-9	450,--
130	Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996) 31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996 ISBN 3-85234-021-7	500,--
131	Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996) ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien ISBN 3-85234-022-5	400,--
132	Blöschl G. (1996) Scale and Scaling in Hydrology ISBN 3-85234-023-3	500,--
133	Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes (1996) Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) ISBN 3-85234-024-1	i.V.
134	Frey W. (1996) Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen ISBN 3-85234-025-X	300,--
135	Nowak O. (1996) Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß ISBN 3-85234-026-8	500,--
136	Desinfektion in der Trinkwasserversorgung (1996) 2. Wassertechnisches Seminar ISBN 3-85234-027-6	i.V.
137	Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997) ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-028-4	500,--

Die Bände sind zu beziehen bei:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien

Band: 12, 15, 16, 20, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 53, 54, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 73, 81, 82, 84, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 105, 107, 108, 110, 114, 116, 117, 121, 125, 127, 129, 130, 134, 135, 137

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 90, 91, 92, 102, 122, 132

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75, 78, 86, 89, 93, 101, 106, 109, 113, 123

Institut für Wasserversorgung, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87, 88, 94, 103, 112, 115, 118, 120, 124, 126, 128, 131, 133, 136

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft
der Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 119